



UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA

Estudio y diseño de un parque acuático en el Nordeste Argentino



Trabajo final

2024

Autores:

Gerometta, Bruno

Kupervaser, Marcos Nicolás

López, Diego Gabriel

Tutor:

Ing. Ruberto, Alejandro R.

Resumen

Resumen

Se desarrolla el diseño, cálculo y resolución de un anteproyecto de un parque acuático, situado en Candelaria, Misiones, República Argentina.

En el mismo se detallan los estudios y procesos previos necesarios para encarar el diseño y elaboración del anteproyecto, tales como localización, cota de crecida, topografía, geoprocesos, estudios de suelo, entre otros. Para el diseño estructural se buscó trabajar con distintas tipologías constructivas, tales como hormigón armado, y estructuras metálicas. A su vez, el diseño y cálculo hidráulico abarca la adopción de materiales, medidas y equipamientos necesarios para el abastecimiento, acondicionamiento y recirculación del agua que circulará por las distintas piletas y juegos acuáticos que componen el parque.

Por último, el cómputo y presupuesto busca dar a conocer un precio estimativo de materialización de la obra para una empresa constructora, y el estudio financiero determinar la conveniencia del proyecto para un inversor privado.

Palabras clave

Diseño - Estructura metálica - Cálculo hidráulico

Abstract

The design, approach, calculation and resolution of a preliminary project for a water park located in the city of Candelaria, province of Misiones, Argentina, is developed.

It details the previous studies and processes necessary to undertake the design and elaboration of the preliminary project, such as location, flood elevation, topography, geoprocesos, soil studies, among others. For the structural design, we sought to work with different construction typologies, such as reinforced concrete and metallic structures. In turn, the hydraulic design and calculation covers the adoption of materials, measures and equipment necessary for the supply, conditioning and recirculation of water that will circulate through the various pools and water games that make up the park.

Finally, the calculation and budgeting seeks to provide an estimated price for the construction of the project for a construction company, and the financial study seeks to determine the suitability of the project for a private investor.

Key words

Design - Metallic Structure - Hydraulic calculation

Agradecimientos

A nuestras familias, por permitirnos la posibilidad de estudiar, por su amor y cariño, su apoyo, su confianza y por acompañarnos durante todos estos años.

A nuestros profesores, por su enseñanza, diligencia y esfuerzo para inculcarnos los conocimientos y valores para formarnos como profesionales de la ingeniería.

A nuestros amigos y compañeros, por compartir innumerables momentos y experiencias.

A nuestro tutor, el Ing. Alejandro Ruberto, por su dedicación, tiempo y predisposición. Al Ing. Rubén Sotelo, Arq. Claudia Pilar, Ing. Marcelo Gómez, Ing. Rolando Biain, Ing. Claudia Morel e Ing. Alejandro Krukowsiki, por su ayuda y colaboración en la realización de este trabajo.

Índice

Contenido

1.Consideraciones generales	7
1.1. Introducción	7
1.2 Antecedentes	7
1.3. Justificación del proyecto	7
2. Estudios preliminares	8
2.1. Emplazamiento - Elección de la ubicación más conveniente	8
2.2 Análisis Multicriterio	14
2.2.1 Análisis según accesibilidad	23
2.2.2 Análisis según mercado	24
2.2.4 Análisis según infraestructura actual	26
2.2.6 Análisis según espacio disponible	27
2.2.7 Puntaje final	28
2.3. Marco contextual del terreno de emplazamiento	28
2.3.1. Topografía y características climáticas	29
2.4 Parámetros de calidad del agua	33
2.5 Parámetros del suelo	33
3. Diseño arquitectónico del parque acuático	41
3.1 Requisitos que debe cumplir un parque acuático	44
3.2. Distribución del parque acuático	44
3.2.1. Relación entre las áreas funcionales	47
3.3. Instalaciones	49
3.3.1. Piscinas	49
3.3.2. Restaurante	52
3.3.3. Estacionamiento	53
3.3.4. Enfermería	54
3.3.5. Recepción y administración	54
3.3.6. Servicios higiénicos	55
3.3.7. Juegos	63
4. Accesos	76
4.1. Análisis de TMDA	76
4.2 Clasificación funcional del camino	79
4.3 Categoría del camino	79

4.4. Datos de estudio de suelo	80
4.5. Diseño estructural vial	81
4.5.1. Introducción	81
4.5.2. Cálculo del paquete estructural	83
4.5.3. Determinación de ejes equivalentes (ESAL's)	83
4.5.4. Pérdida de serviciabilidad	85
4.5.5. Determinación de la confiabilidad	86
4.5.6. Determinación de desvío estándar	87
4.5.7. Coeficiente de transferencia de cargas (J)	87
4.5.8. Determinación del coeficiente de drenaje "CD"	88
4.5.9. Determinación del módulo de la reacción de la subrasante	89
4.5.10. Determinación del módulo de reacción compuesto de la subrasante	91
4.5.11. Determinación del módulo efectivo de la subrasante	92
4.5.12. Determinación del módulo elástico medio del hormigón	93
4.5.13. Determinación del módulo de rotura medio del hormigón	93
4.5.14. Cálculo del espesor de la losa de hormigón	94
4.6. Verificación por el método de la PCA	95
4.6.1. Determinación de ejes equivalentes para vehículos pesados (ESAL's)	96
4.6.2. Cálculo de repeticiones esperadas	96
4.6.3. Análisis de fatiga y erosión	96
4.7. Diseño de juntas	100
4.7.1. Juntas transversales de contracción	101
4.7.2. Pasadores	102
4.7.3. Juntas longitudinales de contracción o articulación	103
4.7.4. Juntas longitudinales de construcción	105
4.7.5. Juntas transversales de dilatación	106
4.7.6. Juntas transversales de construcción	106
5. Abastecimiento de agua	107
5.1. Demanda de agua	107
5.1.1. Piscinas	107
5.1.2. Juegos	109
5.1.3. Servicios Higiénicos	110
5.1.4. Jardines	110
5.1.5. Demanda total	110
5.2. Toma y bombeo de agua	111

5.2.1 Obra de toma	111
5.3 Tratamiento del agua captada	116
6. Diseño hidráulico	118
6.1 Funcionamiento general	118
6.2 Sistema de impulsión	119
6.3 Sistema de recirculación	121
7. Cálculo estructural	124
7.1 Verificación de kamikaze mediano con carril de frenado	124
7.1.1 Análisis de cargas	125
7.1.2 Verificación del tobogán	126
7.1.3 Verificación de tubos estructurales	128
7.1.4 Sistema de arriostramiento longitudinal	131
7.1.5 Diseño de la base	131
7.1.6 Esquema final	134
7.2. Cálculo de edificio de administración	134
7.2.1. Introducción. Losas cruzadas	134
7.2.2. Introducción. Vigas	141
7.2.3. Introducción. Columnas	144
7.2.4. Introducción de bases	149
8. Cómputo y presupuesto	154
8.1. Cómputo	155
8.2. Costo unitario	158
8.3. Elaboración del presupuesto	160
8.4. Simplificaciones	161
9. Estudio Económico - Financiero	161
9.1. Componente inflacionario	162
9.2. Ingresos y egresos	162
9.3. Acceso a crédito bancario	163
9.4. Costos fijos y de mantenimiento	163
9.5 Tratamiento del IVA	164
9.6 Flujo de fondos	164
9.7. Análisis de sensibilidad	165
10. Conclusiones y recomendaciones	167
11. Bibliografía	168
Anexos	170

Anexo I. Dimensionamiento de la planta de tratamiento	170
Anexo I-1 Cámara de carga	170
Anexo I-2 Medidor	170
Anexo I-3 Dispersores	171
Anexo I-4 Decantadores	172
Anexo I-5 Flocuradores	174
Anexo I-6 Filtros	177
Anexo I-7 Sistema de drenaje	181
Anexo II. Cálculo hidráulico de la cañería de impulsión	184
Anexo III. Cálculo hidráulico de la cañería de recirculación	189
Anexo III-1. Dimensionado conductos a gravedad	189
Anexo III-2. Dimensionado conductos a presión	194
Anexo IV. Cálculo estructural	198
Anexo IV-1 Verificación de kamikaze mediano	198
Anexo IV-2 Verificación estructura de administración	232
Anexo V. Planos	244

1.Consideraciones generales

1.1. Introducción

La recreación es una actividad indispensable para el desarrollo pleno en la vida del ser humano, en esta línea los parques acuáticos resultan una fuente importante de disfrute que permite mantener una relación directa con el medio que lo rodea, siendo el objetivo principal permitir el contacto de los usuarios con el agua a través del uso de atracciones recreativas (Marrero, et al, 2015).

El presente anteproyecto propondrá el diseño general del parque; desde la selección del lugar de emplazamiento, hasta el análisis de la factibilidad, pasando por el diseño arquitectónico, estructural e hidráulico, en búsqueda de que el mismo cumpla con la funcionalidad deseada. Busca ser un aporte al turismo en la región, con la visión de ampliar un poco más la propuesta recreativa que en el NEA se presenta, así como también de promover el desarrollo económico.

1.2 Antecedentes

Un antecedente cercano en el que se aprovechó una situación natural favorable para desarrollar parques temáticos de recreación es el de las termas entrerrianas, donde Federación fue el pionero en esta cuestión y luego lo siguieron Concordia, Villa Elisa y Chajarí; y fue tal el desarrollo y el éxito que se consiguió que actualmente hay más de dieciséis complejos en Entre Ríos.

Esto no solo trajo buenos resultados sociales, ya que la gente tenía una actividad recreativa más para hacer, sino que también impulsó mucho el turismo de la provincia. Por ejemplo, en el 2018, el predio de la ciudad termal tuvo una asistencia de 613.892 personas en su complejo, según la Dirección General de Estadísticas y Censos de la provincia de Entre Ríos.

Esto genera muchos beneficios a la región, principalmente por el empleo que genera de manera directa y también de manera indirecta, ya que, por la gran demanda de visitantes, hubo un gran aumento de la plaza hotelera. El principal problema que mencionan los funcionarios de las localidades es la disminución del turismo en los meses de invierno, donde los costos operativos se elevan y se les dificulta a los parques mantenerse abiertos todo el año, por lo que el desafío podría ser diversificar con otros usos.

1.3. Justificación del proyecto

El desarrollo de las ciudades ha causado que, cada vez más, las personas busquen encontrarse con la naturaleza; sin embargo, en el NEA, las áreas abocadas al entretenimiento son limitadas, pudiéndose nombrar la playa en Corrientes, los centros comerciales en ambas ciudades, los parques, etc.; e incluso ellos, en determinadas épocas se ven saturados frente a la creciente demanda que se produce, o se ven impedidos de ser utilizados por otras cuestiones. Este es el caso, por ejemplo, de la Laguna Totorá, que en el año 2020 se vio invadida de palometas que volvieron su utilización imposible.

En este sentido, entonces, se puede observar la necesidad de la implantación de un centro de recreación cuyo funcionamiento sea independiente de los cuerpos de agua

naturales y que provea a los ciudadanos de la región con una opción más para el entretenimiento.

Y al igual que lo sucedido en el caso mencionado anteriormente en Entre Ríos, el desarrollo de parques acuáticos en la zona podría traer aparejado un aumento del turismo, y como consecuencia, un mayor ingreso para la provincia, así como la generación de nuevos puestos de trabajo.

En el NEA, la abundancia de agua, aportada por los ríos Paraná, Uruguay, Bermejo, Pilcomayo y por los numerosos cursos de menor magnitud hacen que la idea de un proyecto de parque acuático en la provincia se vuelva muy atractiva.

A su vez, el clima en la región (subtropical sin estación seca) hace que la temporada aprovechable para este tipo de recreación se extienda aproximadamente por siete meses. En este sentido, es por estos dos aspectos que la existencia de un parque acuático cercano a la ciudad se justifica; más aún siendo que el parque de mediana magnitud más relevante es el parque Termas de Federación, en Federación, Entre Ríos.

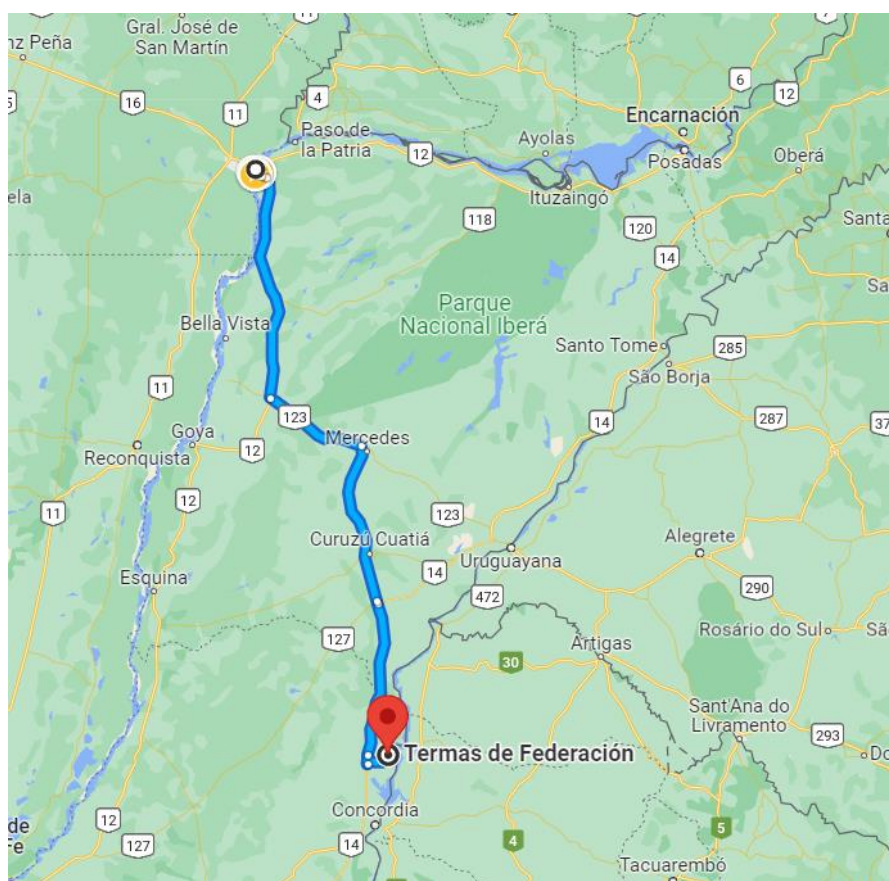


Figura 1.3 1 Distancia entre Corrientes Capital y las Termas de Federación

2. Estudios preliminares

2.1. Emplazamiento - Elección de la ubicación más conveniente

Para la elección de las potenciales localizaciones del proyecto, en primera instancia se realizó una búsqueda por medio de figuras satelitales de sitios disponibles, de superficie adecuada, buena accesibilidad y aparente acceso a extracción de agua.

Luego de seleccionados estos destinos, se debe proceder a optar por uno en específico de la manera más objetiva posible, en función de ciertos parámetros que deberán ser comparados para elegir aquel lugar que mejor se adecúe al proyecto.

Los terrenos preseleccionados en el NEA presentan la característica en común de encontrarse cercanos a fuentes de agua, ya sea el río Paraná o lagunas, de las cuales se deberá posteriormente realizar el correspondiente estudio hidrológico.

Los potenciales sitios son:

1. Terreno ubicado en el barrio “Laguna Brava”: es un área que abarca aproximadamente 350m², con acceso desde la Ruta Provincial N°5 y que colinda con la Laguna Brava. Cercano al mismo se encuentra otro centro de entretenimiento como lo es el ecoparque “Carayá”.



Figura 2.1 1. Alternativa Laguna Brava (fuente: Google Earth, 2023)

Pros	Contras
Ubicado en una ruta transitada (le da visibilidad)	Es crucial diseñar un buen acceso para evitar accidentes
Zona accesible	No se puede tomar agua de la laguna porque es reserva natural
Ubicado en la cercanía de una región urbana muy habitada, como lo es el conglomerado Corrientes-Resistencia	Hay barrios en la zona, por lo que puede haber quejas por interrumpir un momento de relajación de la gente, sobre todo en barrios privados
Es una zona de parques recreativos	Mucha competencia
También está cerca de San Luis del Palmar	
Se está construyendo una autovía en la ruta 5, lo que mejoraría aún más el acceso	

Disponibilidad de terrenos	
Se pueden colocar carteles de publicidad en la ruta	
CAPS y comisarías en la zona	

2. Terreno ubicado en acceso a Santa Ana: este es un terreno de aproximadamente 450m² ubicado cerca de Club Aranduroga y de numerosos barrios privados que se encuentran en la zona, que linda con diversas lagunas, que deberán estudiarse para comprobar si poseen capacidad de extracción a lo largo del año.

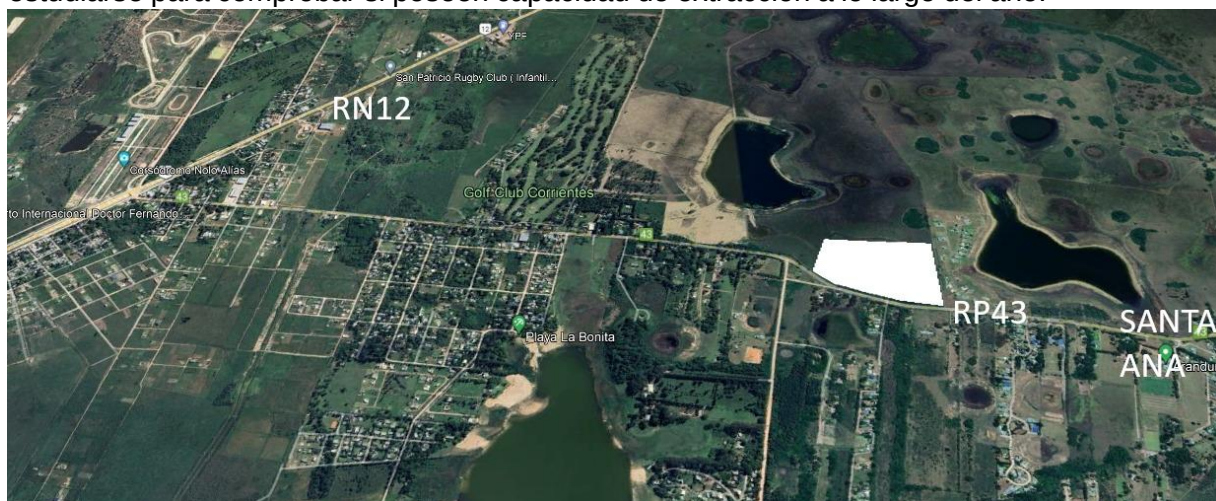


Figura 2.1. 2 Alternativa Santa Ana (fuente: Google Earth, 2023)

Pros	Contras
Presencia de espejos de agua de los que se puede tomar	Hay barrios en la zona, por lo que puede haber quejas por interrumpir un momento de relajación de la gente, sobre todo en barrios privados
Zona transitada (le da visibilidad)	Es crucial diseñar un buen acceso para evitar accidentes
Se puede hacer publicidad tanto en la RP43 como en la RN12	Urbanización en aumento, por lo que en un futuro el parque podría estar rodeado de zonas residenciales o de comercio
Se está construyendo la autovía en la RN12 lo que mejoraría el acceso	Hay que fumigar con alta frecuencia
Ubicado en la cercanía de una región urbana muy habitada, como lo es el conglomerado Corrientes-Resistencia	Mucha competencia
Hay actividades de recreación similares en ese camino	

Zona que se utiliza para tiempos de recreación en familia, similar al destino del parque acuático

3. Terreno ubicado en Charata (Chaco)



Figura 2.1. 3 Alternativa Charata (fuente: Google Earth, 2023)

Pros	Contras
Zona accesible	Zona de mucha producción agrícola
Muchos centros urbanos cerca (Charata, Las Breñas, Sáenz Peña, entre otros)	Poca disponibilidad de terrenos
Antecedente de un proyecto materializado de parque acuático en la provincia con éxito (La Eduvigis)	No hay cuerpos de agua superficiales en la zona, lo que anularía la idea de una piscina natural
Hay intenciones de parte de funcionarios de apoyar el proyecto en la zona	Región con turismo poco desarrollado
Zona de buen poder adquisitivo, lo que podría atraer inversores	Capacidad hotelera medianamente desarrollada
Se observan pocas actividades de recreación en la zona, por lo que habría poca competencia y muchos potenciales visitantes	
Las precipitaciones promedio en temporada de verano no superan los 160 mm diarios	

4. Terreno ubicado en la Ruta Nacional n° 12, entre Candelaria y Santa Ana (Misiones)



Figura 2.1. 4 Alternativa Candelaria (fuente: Google Earth, 2023)

Pros	Contras
Zona accesible	Requeriría de un apropiado estudio ambiental por ubicarse en la selva misionera
Próximo a áreas pobladas (Posadas, Oberá)	La temporada húmeda coincide con la estación de verano, ya que se desarrolla entre Septiembre y Abril
Antecedente de un proyecto materializado de recreación con actividades acuáticas en la región (Club de Río, San Ignacio)	Zona de cerros, lo que podría inducir cierto desafío en la arquitectura
La interconexión que existe en los tramos de ruta 12 y ruta 103, es decir, entre las localidades ubicadas entre Posadas y Oberá) se encuentra muy desarrollada	Las precipitaciones promedio en la temporada húmeda varían entre 160 y 210 mm diarios
El turismo en Misiones es elevado por la presencia de las Cataratas del Iguazú y de los distintos saltos en la provincia	
Temperatura promedio elevada a lo largo del año	

5. Terreno ubicado en Empedrado, Corrientes

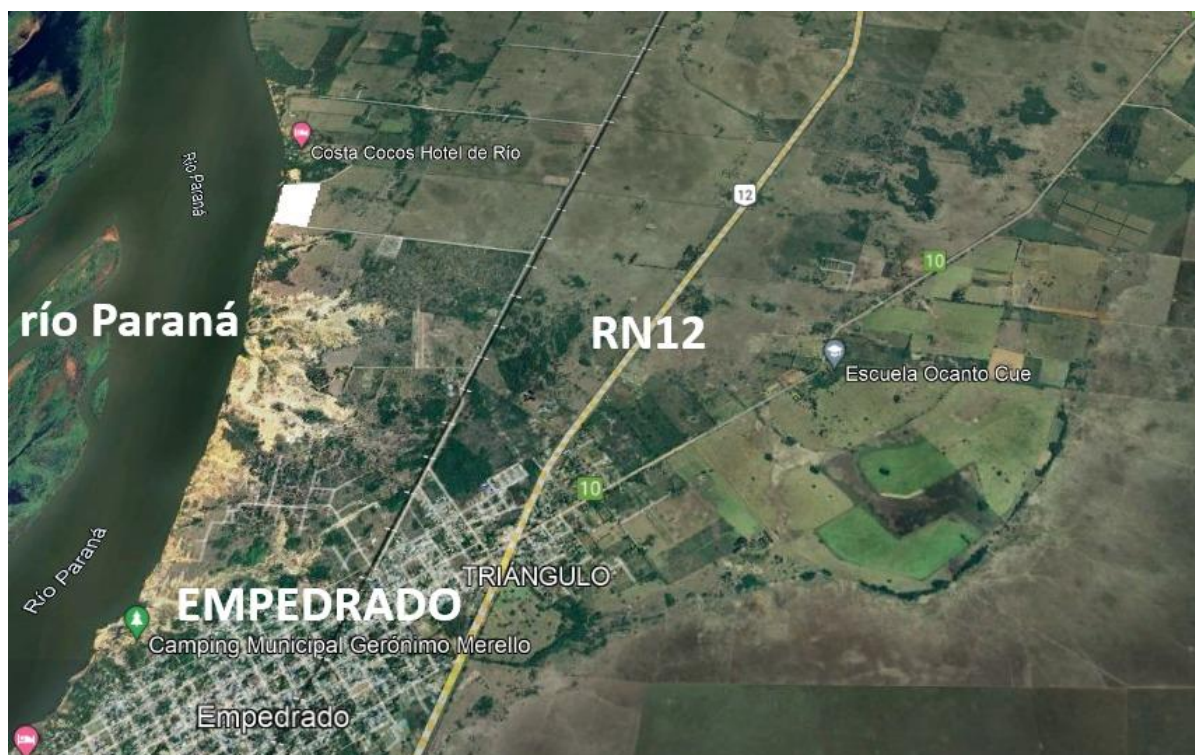


Figura 2.1. 5 Alternativa Empedrado (fuente: Google Earth, 2023)

Pros	Contras
Proximidad al río Paraná	Accesos por medio de caminos no pavimentados
Cercanía a una zona de gran concurrencia turística (Barrancas de Empedrado)	No se encuentra comunicado con la RN12
Temperatura promedio elevada a lo largo del año	
Región con adecuada capacidad hotelera	
Se encuentra cercano a la capital provincial	
Terreno con poco riesgo de inundación	

2.2 Análisis Multiobjetivo/Multicriterio

Para llevar a cabo este método de análisis para elegir entre distintas opciones (véase plano 2), el primer paso es definir los criterios que se analizarán y su importancia relativa entre ellos. En ese sentido, para el caso de un parque acuático, se eligió espacio disponible, accesibilidad, mercado, infraestructura actual, competencia existente y el atractivo turístico.

Cabe aclarar que no es el objetivo del trabajo explicar la teoría del método, si no hacer uso de él y simplemente exponer las cuestiones más importantes.

En el siguiente cuadro se elabora una matriz en la que se cuantifica la importancia relativa de un criterio de elección con respecto a otro, para al final obtener un coeficiente K que nos ayudará a determinar luego el mejor lugar de emplazamiento según este análisis.

Para hacer esto, se adopta una escala del 1 al 9, donde:

Tabla 2.2 1. Escala de importancia relativa entre criterios de elección

Puntuación adoptada	
1:	Es lo mismo
3:	Un poco más importante
5:	Mucho más importante
7:	Fuertemente más importante
9:	Absolutamente más importante

Tabla 2.2 2. Comparación entre aspectos considerados

	Accesibilidad	Mercado	Competencia existente	Infraestructura actual	Atractivo turístico	Espacio disponible
Accesibilidad	1	1/3	3	7	3	2
Mercado	3	1	3	9	5	3
Competencia existente	1/3	1/3	1	5	4	1/3
Infraestructura actual	1/7	1/9	1/5	1	1/4	1/5
Atractivo turístico	1/3	1/5	1/4	4	1	1/5
Espacio disponible	1/2	1/3	3	5	5	1
Sumatoria	5,31	2,31	10,45	31,00	18,25	6,73
1/Sumatoria	0,19	0,43	0,10	0,03	0,05	0,15
Valor normalizado	0,20	0,45	0,10	0,03	0,06	0,16

A continuación, se detallan los ítems mencionados anteriormente en los posibles lugares de emplazamiento:

1. “Laguna Brava”:



Figura 2.2. 1. Alternativa “Laguna Brava” (fuente: Google Earth, 2023)

1.1. Accesibilidad: cuenta con un buen acceso ya que está ubicado sobre la RP5, que actualmente se encuentra en obras de ampliación para una autovía, cuestión que mejoraría aún más este ítem de análisis. También hay transporte público que llega a la zona, se trata de la línea 102C de la ciudad de Corrientes, además de servicio de microbús de San Luis del Palmar que circula por la misma vía.

El TMDA de la RP5 es de 11.600 vehículos/día medido en 2020 y se estima que esa cifra se eleve a 16.142 vehículos/día para el 2024. (Di Martino Palermo y Ortiz Vacis, 2022, p. 33).

1.2. Mercado: se estableció un radio de 100km con centro en el posible sitio de emplazamiento para definir un número de potenciales clientes, el cual abarca las ciudades de Corrientes, Resistencia, Paso de la Patria, San Luis del Palmar, Itatí, Empedrado, entre otras. En esta región, por datos obtenidos a partir de aplicar el geoproceto de intersección vectorial, mediante el programa QGis, se obtiene como resultado que viven 1.237.449 personas.

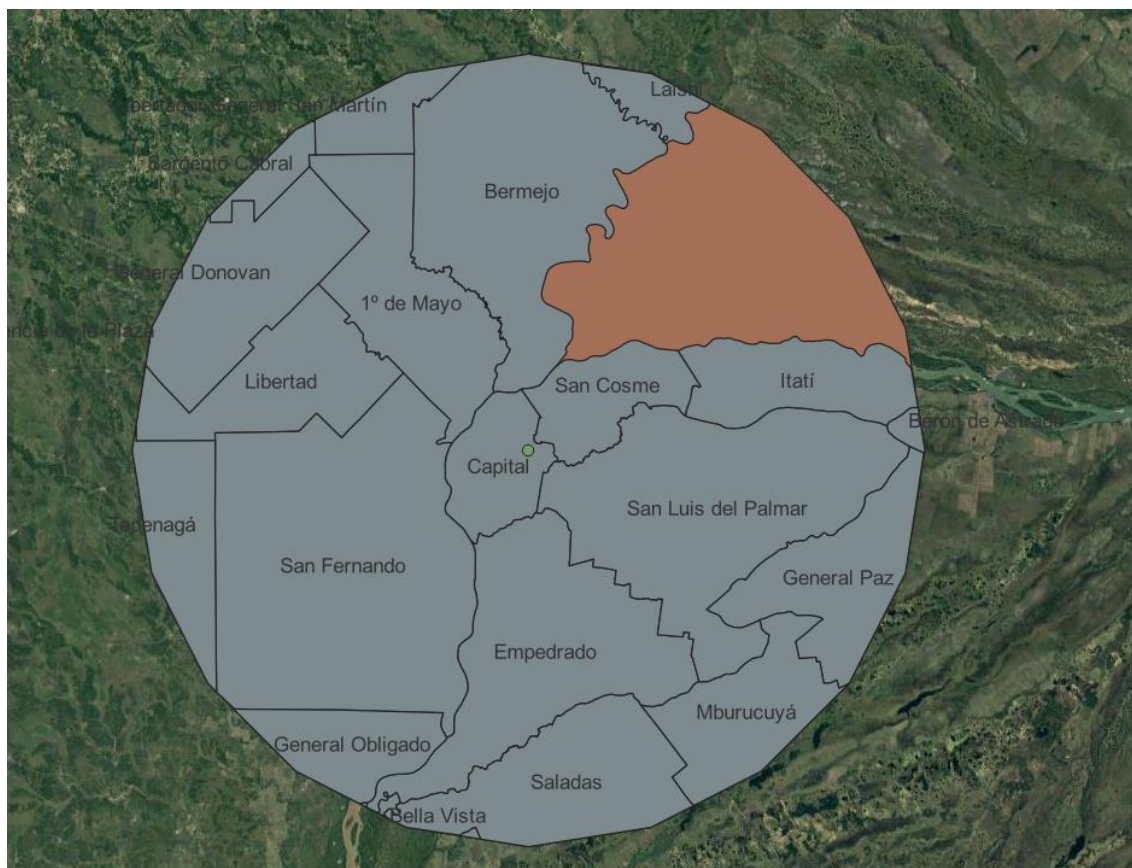


Figura 2.2 2. Departamentos a menos de 100km del predio propuesto (fuente: elaboración propia)

1.3 Infraestructura actual: actualmente la zona cuenta con servicio de agua potable, sistema cloacal, electricidad e internet.

1.4 Competencia existente: en esta zona hay mucha competencia en cuanto a parques recreativos con características similares, como es el caso de Carayá Ecoparque, el Complejo Laguna Totorá y Laguna Soto.

1.5 Atractivo turístico: esta opción se encuentra aledaña a la Laguna Brava de la ciudad de Corrientes, por lo que su atractivo consiste en cuestiones naturales que son difíciles de apreciar en otro lugar.

1.6 Espacio disponible: el terreno propuesto tiene una dimensión de 15,3 hectáreas y no se observa ninguna actividad particular en el sitio.

2. Santa Ana:



Figura 2.2 3. Alternativa “Santa Ana” (fuente: Google Earth, 2023)

2.1. Accesibilidad: cuenta con un buen acceso ya que está ubicado sobre la RP43, que conecta con la actual obra de ampliación para una autovía en la RN12, cuestión que mejoraría aún más este ítem de análisis. También cuenta con transporte público que llega a la zona, se trata de la línea 109^a de la Ciudad de Corrientes.

El TMDA de la RP43 es de 5.367 vehículos/día medido en 2019 y se estima que esa cifra se eleve a 6.267 vehículos/día para el 2024. (Fagundez Matías y Romero José, 2023, p. 37).

2.2. Mercado: se estableció un radio de 100km con centro en el posible sitio de emplazamiento, para definir un número de potenciales clientes, el cual abarca las ciudades de Corrientes, Resistencia, Paso de la Patria, San Luis del Palmar, Itatí, Empedrado, entre otras. Aplicando el geoproceto de intersección vectorial, se obtiene como resultado que viven 1.237.449 personas.

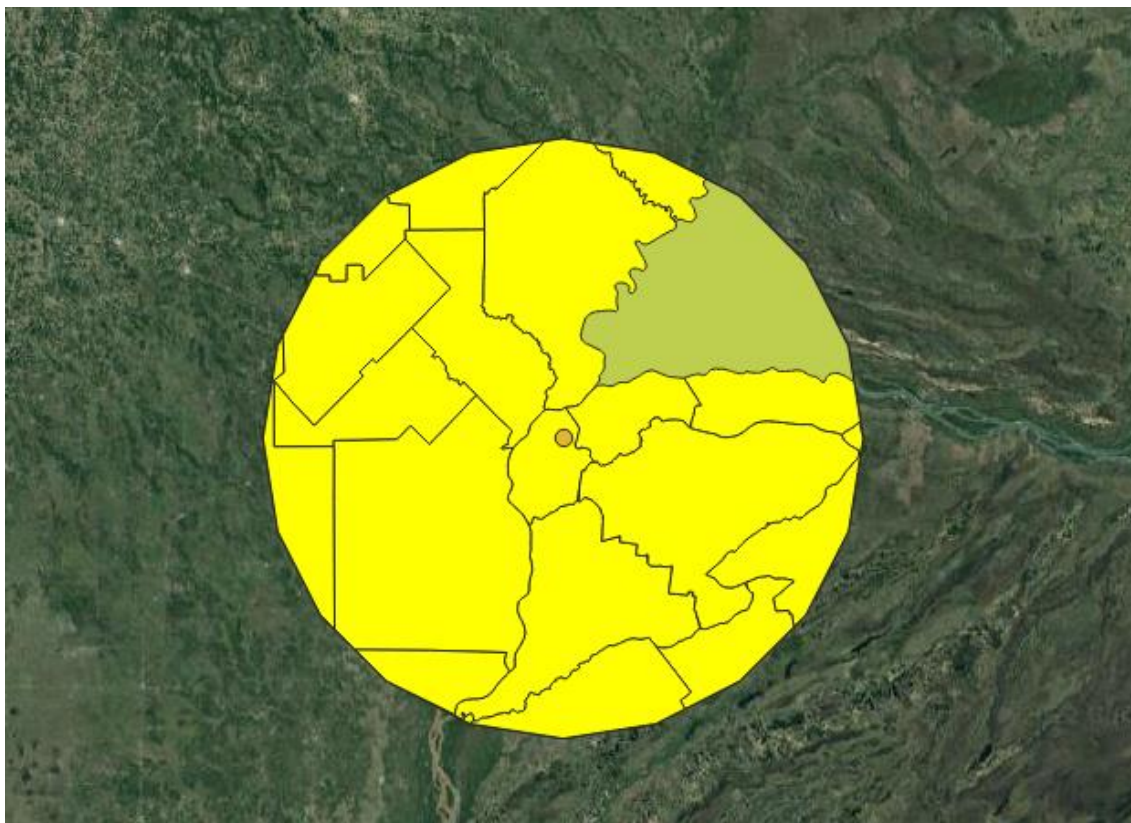


Figura 2.2.4. Departamentos a menos de 100km del predio propuesto (fuente: elaboración propia)

2.3. Infraestructura actual: actualmente la zona cuenta con servicio de agua potable, sistema cloacal, electricidad e internet.

2.4. Competencia existente: En esta zona hay mucha competencia en cuanto a zonas recreativas de actividades similares, como es el caso de Cobra wake park, Laguna Soto, etc.

2.5. Atractivo turístico: esta zona de emplazamiento del proyecto, se encuentra próximo a Santa Ana, en sus alrededores cuenta con vistas de zonas verdes, lo cual es un atractivo estético para el parque en cuestión.

2.6. Espacio disponible: el terreno propuesto tiene una dimensión de 16 hectáreas y no se observa ninguna actividad particular en el sitio.

3. Charata:



Figura 2.2 5. Alternativa Charata (fuente: Google Earth, 2023)

3.1 Accesibilidad: el acceso es bueno ya que el sitio de emplazamiento sería sobre la RN89, que conecta a la ciudad de Charata con otras del interior del Chaco como Las Breñas, por ejemplo. El TMDA de esta ruta es de 4.608 vehículos/día en el año 2022. (Vialidad Nacional, 2022).

El transporte público no llega a la zona, aunque hay líneas de transporte provinciales provenientes de Resistencia y de Villa Ángela.

3.2 Mercado: se estableció un radio de 100km con centro en el posible sitio de emplazamiento, para definir un número de potenciales clientes, el cual abarca las ciudades de Charata, Las Breñas, Sáenz Peña, Villa Ángela, entre otras. Aplicando el geoproceto de intersección vectorial, se obtiene como resultado que viven 553.384 personas.

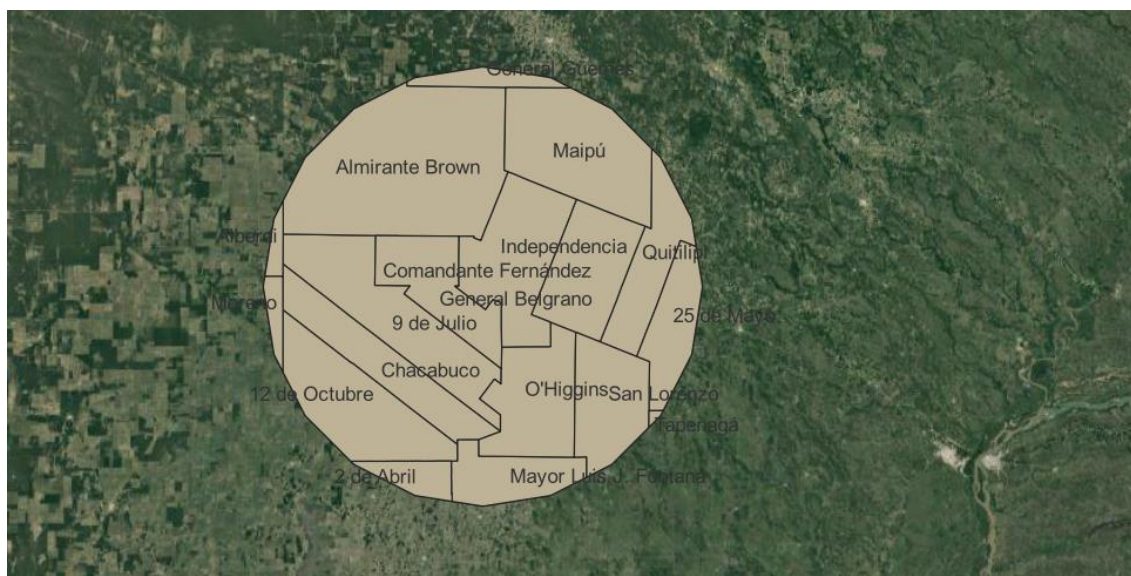


Figura 2.2 6. Departamentos a menos de 100km del predio propuesto (fuente: elaboración propia)

3.3 Infraestructura actual: hubo un crecimiento en los últimos años en cuanto al abastecimiento de agua potable en la zona, por lo que se considera que actualmente no es un problema crucial. Hay servicio de electricidad, cloaca e internet.

3.4 Competencia existente: la situación es favorable ya que actualmente no hay ninguna competencia a la propuesta de un parque acuático en la zona.

3.5 Atractivo turístico: se puede considerar que el atractivo turístico es bajo, ya que este es un sector del Chaco con gran actividad agrícola e industrial.

3.6 Espacio disponible: el terreno propuesto tiene una dimensión de 13,4 hectáreas, pero se observa actividad agrícola en el mismo, lo que elevaría considerablemente el precio.

4. Candelaria:



Figura 2.2 7. Alternativa Candelaria (fuente: Google Earth, 2023)

4.1 Accesibilidad: la accesibilidad es muy buena, la ciudad está ubicada sobre la RN12, en un tramo donde la misma es autovía, con dos carriles por sentido. El TMDA de ese tramo de ruta es de 15.200 vehículos/día, por lo que es un área muy transitada. (Vialidad Nacional, 2022).

No hay transportes públicos en la zona, pero sí hay líneas de transporte provinciales.

4.2 Mercado: se estableció un radio de 100km con centro en el posible sitio de emplazamiento, para definir un número de potenciales clientes, el cual abarca las ciudades de Posadas, San Ignacio, L. N. Alem, Oberá, Ituzaingó, entre otras. Aplicando el geoproceto de intersección vectorial, se obtiene como resultado que viven 854.997 personas.

También se puede considerar como posibles clientes a los habitantes de Encarnación, Paraguay, que tiene una población de 136.308 personas. (INE Paraguay, 2020), por lo que el número total de potenciales visitantes asciende a 991.305.

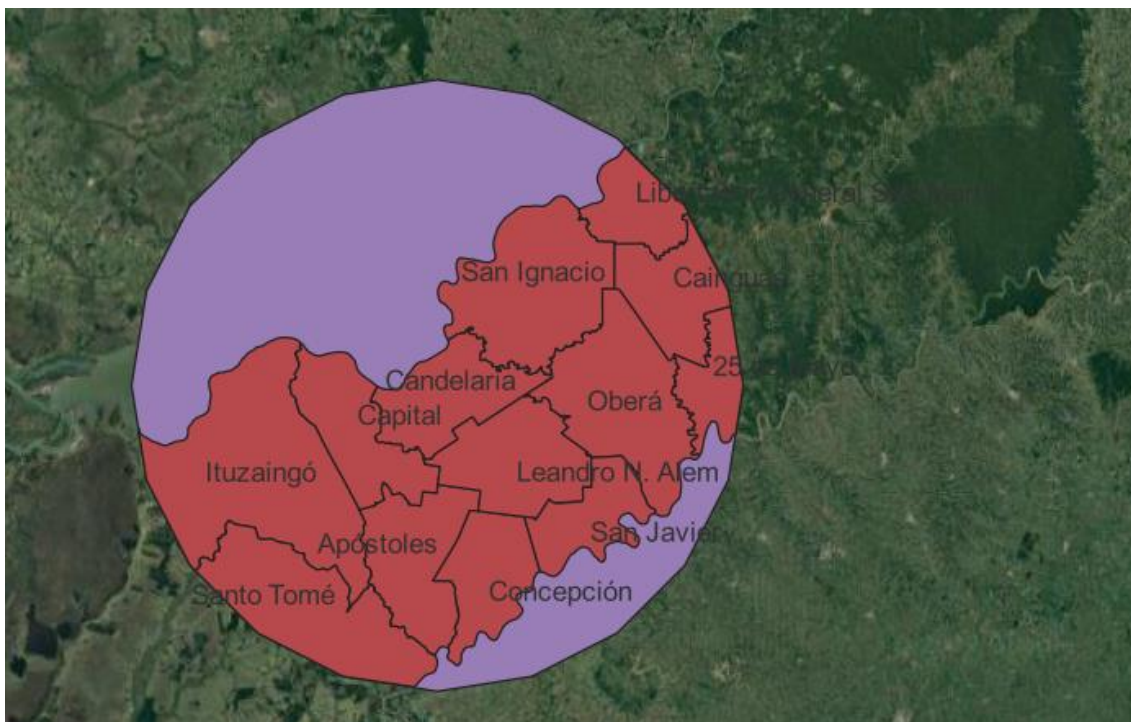


Figura 2.2.8. Departamentos a menos de 100km del predio propuesto (fuente: elaboración propia)

4.3 Infraestructura actual: la infraestructura de esta área es buena por encontrarse cerca de importantes centros urbanos como la ciudad de Posadas.

4.4 Competencia existente: hay una gran competencia en la zona en cuanto a actividades recreativas, como el parque temático La Cruz, los distintos campings de saltos naturales, como el Berrondo en Oberá, el Salto Encantado en Aristóbulo del Valle, y el Club del Rio en San Ignacio.

4.5 Atractivo turístico: este sector del noreste argentino tiene un gran atractivo turístico por características naturales como la selva misionera, de gran biodiversidad y los distintos saltos naturales que se encuentran en Misiones.

4.6 Espacio disponible: el terreno propuesto tiene una dimensión de 12,9 hectáreas, y se observa una gran cantidad de árboles, por lo que habría que realizar importantes tareas de desmonte antes de comenzar con las obras.

5. *Empedrado:*



Figura 2.2.9. Alternativa Empedrado (fuente: Google Earth, 2023)

5.1 Accesibilidad: la zona donde se plantea la realización del proyecto, no se encuentra en contacto con la RN12, pero se sabe que los accesos desde la misma, fueron acondicionados para el ingreso a hotel (Costa Cocos), arenera (Don Rogelio). Estos accesos no se encuentran pavimentados, pero sí cuentan con caminos transitables y con iluminación. El tramo de ruta cuenta con un TMDA de 6.437, siendo la misma un tramo con un tránsito considerable. (Vialidad Nacional, 2022).

5.2 Mercado: se estableció un radio de 100km con centro en el posible sitio de emplazamiento, para definir un número de potenciales clientes, el cual abarca ciudades como Corrientes, Resistencia, Bella Vista, entre otros. Aplicando el geoproceto de intersección vectorial, se obtiene como resultado que viven 1.169.869 personas.

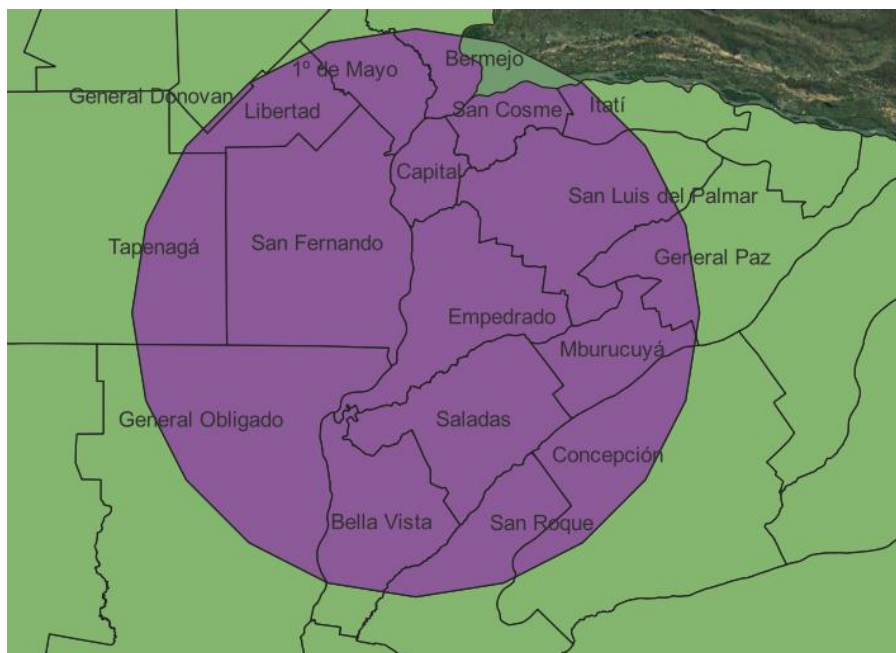


Figura 2.2.10. Departamentos a menos de 100km del predio propuesto (fuente: elaboración propia)

5.3 Infraestructura actual: se analizó la infraestructura actual del hotel Costa Cocos, para tener una referencia, considerándola válida debido a la cercanía al terreno planteado para el futuro parque acuático. El predio cuenta con agua potable, internet y sistema cloacal.

5.4 Competencia existente: hay una considerable competencia debido a la cantidad de campings recreativos existentes, entre ellos el más conocido es el Coé Porá, de gran concurrencia. También hay muchos hoteles que la gente elige para pasar el fin de semana, como el Costa Cocos, por ejemplo. Además, la principal actividad recreativa de la zona es la pesca, por lo que se deberá competir contra eso también.

5.5 Atractivo turístico: este sector de la provincia de Corrientes tiene un gran atractivo turístico gracias a sus barrancas en la costa del río Paraná, justamente por este motivo, la localidad de Empedrado es apodada como “la perla del Paraná”.

5.6 Espacio disponible: el terreno propuesto tiene una dimensión de 9,26 hectáreas, y no se observa ninguna actividad particular en el sitio.

En función de lo desarrollado anteriormente, se compararon las distintas opciones según los criterios establecidos y se le asignaron puntajes a cada una.

2.2.1 Análisis según accesibilidad

Tabla 2.2.1.1 Escala de valores de puntuación según accesibilidad (fuente: elaboración propia)

Puntuación adoptada	
1:	Es lo mismo
3:	Un poco más accesible
5:	Mucho más accesible
7:	Fuertemente más accesible
9:	Absolutamente más accesible

Tabla 2.2.1.2 Comparación según accesibilidad (fuente: elaboración propia)

Comparación según Accesibilidad					
	LB	SA	CH	CAN	EMP
Laguna Brava	1	3,0	3,0	1,0	7,0
Santa Ana	0,3	1	1,0	0,3	5,0
Charata	0,3	1,0	1	0,2	5,0
Candelaria	1,0	3,0	6,0	1	7,0
Empedrado	0,1	0,2	0,2	0,1	1
Sumat.	2,81	8,20	11,20	2,64	25,00
1 / Sumat.	0,36	0,12	0,09	0,38	0,04
Norm.	0,36	0,12	0,09	0,38	0,04

Siendo:

LB: Laguna Brava

SA: Santa Ana

CH: Charata

CAN: Candelaria

EMP: Empedrado

2.2.2 Análisis según mercado

Tabla 2.2.2.1 Escala de valores de puntuación según mercado (fuente: elaboración propia)

Puntuación adoptada	
1:	Es lo mismo
3:	Un poco más de demanda
5:	Mucha más demanda
7:	Fuertemente más demanda
9:	Absolutamente más demanda

Tabla 2.2.2.2 Comparación según mercado (fuente: elaboración propia)

Comparación según Mercado					
	LB	SA	CH	CAN	EMP
LB	1	1,0	2,2	1,2	1,0
SA	1,0	1	2,2	1,2	1,0
CH	0,4	0,4	1	0,6	0,5
CAN	0,8	0,8	1,8	1	0,8
EMP	1,0	1,0	2,1	1,2	1
Sumat.	4,25	4,25	9,38	5,23	4,32
1 / Sumat.	0,24	0,24	0,11	0,19	0,23
Norm.	0,24	0,24	0,11	0,19	0,23

2.2.3 Análisis según competencia existente

Tabla 2.2.3.1 Escala de valores de puntuación según competencia existente (fuente: elaboración propia)

Puntuación adoptada	
1:	Es lo mismo
3:	Un poco menos de competencia
5:	Mucha menos competencia
7:	Fuertemente menos competencia
9:	Absolutamente menos competencia

Tabla 2.2.3.2 Comparación según competencia existente (fuente: elaboración propia)

Comparación según Competencia existente					
	LB	SA	CH	CAN	EMP
LB	1	1	1/7	7	3
SA	1	1	1/7	7	3
CH	7	7	1	9	9
CAN	1/7	1/7	1/9	1	1/2
EMP	1/3	1/3	1/9	2	1
Sumat.	9,48	9,48	1,51	26,00	16,50
1 / Sumat.	0,11	0,11	0,66	0,04	0,06
Norm.	0,11	0,11	0,68	0,04	0,06

Siendo:

LB: Laguna Brava

SA: Santa Ana

CH: Charata

CAN: Candelaria

EMP: Empedrado

2.2.4 Análisis según infraestructura actual

Tabla 2.2.4.1 Escala de valores de puntuación según infraestructura actual (fuente: elaboración propia)

Puntuación adoptada	
1:	Es lo mismo
3:	Un poco más desarrollado
5:	Mucha más desarrollado
7:	Fuertemente más desarrollado
9:	Absolutamente más desarrollado

Tabla 2.2.4.2 Comparación según infraestructura actual (fuente: elaboración propia)

Comparación según Infraestructura actual					
	LB	SA	CH	CAN	EMP
LB	1	1	5	3	5
SA	1	1	5	3	5
CH	1/5	1/5	1	1/3	1
CAN	1/3	1/3	3	1	2
EMP	1/5	1/5	1	1/2	1
Sumat.	2,73	2,73	15,00	7,83	14,00
1 / Sumat.	0,37	0,37	0,07	0,13	0,07
Norm.	0,37	0,37	0,07	0,13	0,07

2.2.5 Análisis según atractivo turístico

Tabla 2.2.5.1 Escala de valores de puntuación según atractivo turístico (fuente: elaboración propia)

Puntuación adoptada	
1:	Es lo mismo
3:	Un poco más atractivo
5:	Mucha más atractivo
7:	Fuertemente más atractivo
9:	Absolutamente más atractivo

Tabla 2.2.5.2 Comparación según atractivo turístico (fuente: elaboración propia)

Comparación según Atractivo turístico					
	LB	SA	CH	CAN	EMP
LB	1	1	5	1/7	1/7
SA	1	1	5	1/7	1/7
CH	1/5	1/5	1	1/9	1/9
CAN	7	7	9	1	1
EMP	7	7	9	1	1
Sumat.	16,20	16,20	29,00	2,40	2,40
1 / Sumat.	0,06	0,06	0,03	0,42	0,42
Norm.	0,06	0,06	0,03	0,42	0,42

Siendo:

LB: Laguna Brava

SA: Santa Ana

CH: Charata

CAN: Candelaria

EMP: Empedrado

2.2.6 Análisis según espacio disponible

Tabla 2.2.6.1 Escala de valores de puntuación según espacio disponible (fuente: elaboración propia)

Puntuación adoptada	
1:	Es lo mismo
3:	Un poco más de espacio
5:	Mucho más espacio
7:	Fuertemente más espacio
9:	Absolutamente más espacio

Tabla 2.2.6.2 Comparación según espacio disponible (fuente: elaboración propia)

Comparación según espacio disponible					
	LB	SA	CH	CAN	EMP
LB	1,00	0,96	1,14	1,03	1,65
SA	1,05	1,00	1,19	1,08	1,73
CH	0,88	0,84	1,00	0,91	1,45
CAN	0,97	0,93	1,10	1,00	1,60
EMP	0,61	0,58	0,69	0,63	1,00
Sumat.	4,49	4,30	5,13	4,65	7,43
1 / Sumat.	0,22	0,23	0,19	0,22	0,13
Norm.	0,22	0,23	0,19	0,22	0,13

Siendo:

LB: Laguna Brava

SA: Santa Ana

CH: Charata

CAN: Candelaria

EMP: Empedrado

2.2.7 Puntaje final

Tabla 2.2.7.1 Puntuación final del análisis multicriterio (fuente: elaboración propia)

VALORACIÓN FINAL										
	ACC	MER	CE	IA	AT	FA		0,20		Ranking
LB	0,36	0,24	0,11	0,37	0,06	0,22		0,45		1
SA	0,12	0,24	0,11	0,37	0,06	0,23	x	0,10	=	3
CH	0,09	0,11	0,68	0,07	0,03	0,19		0,03		4
CAN	0,38	0,19	0,04	0,13	0,42	0,22		0,06		2
EMP	0,04	0,23	0,06	0,07	0,42	0,13		0,16		5

Siendo:

LB: Laguna Brava

SA: Santa Ana

CH: Charata

CAN: Candelaria

EMP: Empedrado

El resultado final del análisis fue un empate técnico entre la alternativa de Candelaria, Misiones y la de Laguna Brava, Corrientes, sin embargo, debido a la facilidad para el acceso a una fuente de agua que tiene la opción de Candelaria, en cercanía al río Paraná, se elige esta como lugar de emplazamiento del Parque Acuático.

2.3. Marco contextual del terreno de emplazamiento

El terreno elegido está ubicado en la periferia de Candelaria, que es satélite de Posadas, capital de Misiones. El acceso consiste en una calle de tierra que se conecta con la RN12, la cual en ese tramo es autovía (véase plano 1).

La superficie total es de 12,9 hectáreas, y está ubicado a 640 metros de la costa del río.



Figura 2.3.1 Ubicación del terreno elegido en color blanco (fuente: Google Earth, 2023)

2.3.1. Topografía y características climáticas

A la hora de elaborar los conceptos arquitectónicos, estructurales e hidráulicos del parque acuático es preciso tener en conocimiento el relieve del terreno, las potencialidades del curso donde se tomará agua, las condiciones climáticas, entre otros aspectos.

En ese sentido, primeramente, a partir de datos extraídos de Google Earth, de puntos georreferenciados en el área de estudio, se aplicó el geoproceso de interpolación TIN, para obtener el mapa de curvas de nivel del terreno en cuestión. En el mismo se puede observar que el desnivel en el terreno alcanza los 7,05 m, en una extensión de 155 m, por lo que la pendiente del mismo en un sentido longitudinal podría considerarse del 4,5%.

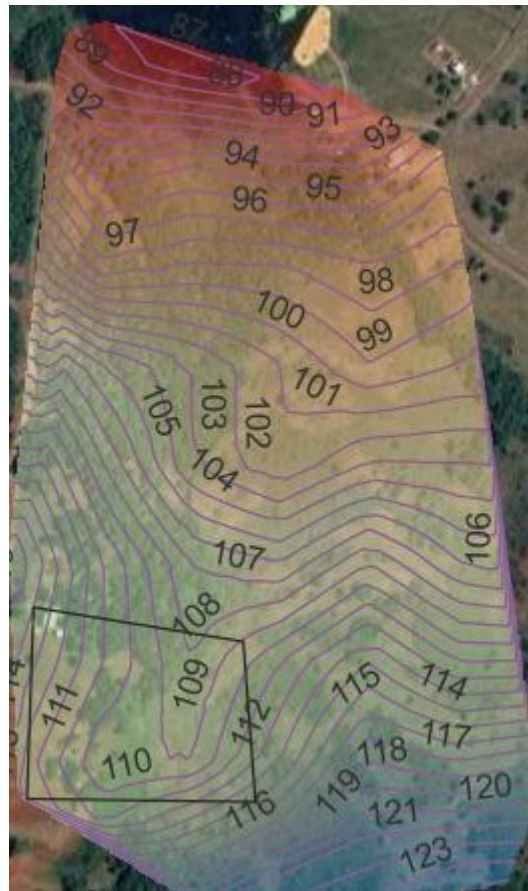


Figura 2.3.1.2 Curvas de nivel del terreno (fuente: Google Earth, 2023)

En Candelaria, los veranos son muy calurosos, los inviernos son cortos y frescos, y el ambiente se encuentra mojado y parcialmente nublado durante todo el año. A lo largo del año, la temperatura varía de 12°C a 32°C y rara vez está por debajo de 4°C o por encima de 36°C.

Según la puntuación de turismo, las mejores épocas del año para visitar Candelaria para realizar actividades de clima cálido son a partir de mediados de marzo hasta finales de mayo y desde mediados de agosto hasta principios de diciembre.

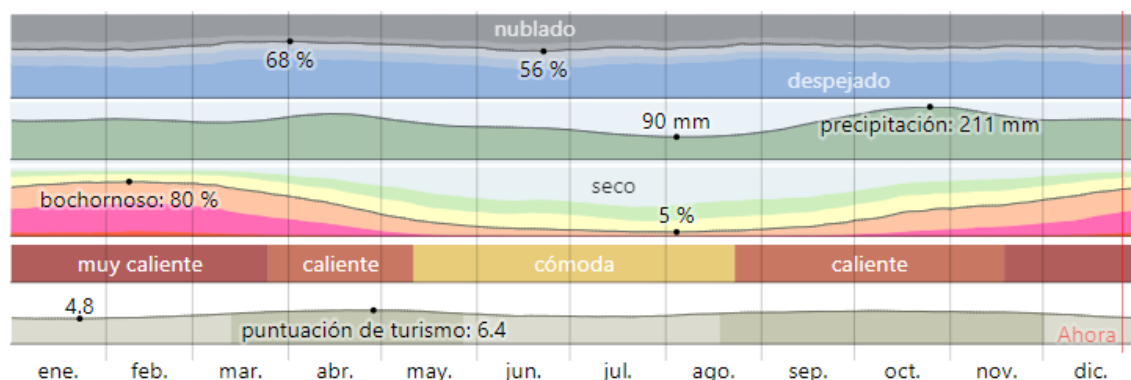


Figura 2.3.1.3 Tiempo por mes en Candelaria (fuente: Weather Spark, 2023)

La temporada de calor tiene una duración de 3,9 meses, a partir del 23 de noviembre al 19 de marzo, con una temperatura máxima diaria promedio superior a 30°C, siendo

enero el mes más caluroso del año, con una máxima promedio de 32°C y una mínima de 22°C.

La temporada fresca tiene una duración de 2,9 meses, a partir del 16 de mayo al 12 de agosto, con una temperatura máxima diaria promedio inferior a 23°C, siendo julio el mes más frío del año, con una mínima promedio de 12°C y máxima de 21°C.

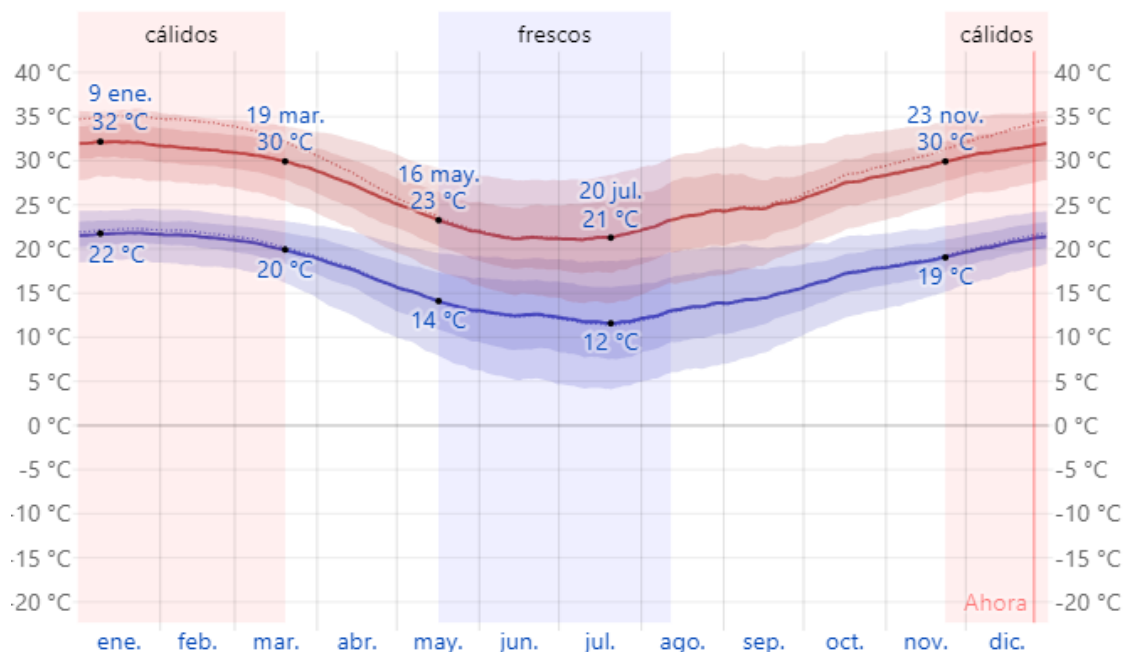


Figura 2.3.1.4 Temperatura máxima (línea roja) y temperatura mínima (línea azul) por mes en Candelaria (fuente: Weather Spark, 2023)

La temporada más húmeda dura 7,3 meses, desde 18 de septiembre al 28 de abril, con una cifra mayor a 34 % probabilidad de que un día determinado sea un día lluvioso. El mes con más días mojados en Candelaria es febrero, con una media de 12.2 días con al menos 0.04 pulgadas de precipitación.

La temporada más seca dura 4,7 meses, del 28 de abril al 18 de septiembre. El mes con menos días mojados en Candelaria es julio, con una media de 8.1 días con al menos 0.04 pulgadas de precipitación.

Entre los días húmedos, distinguimos aquellos en los que solo llueve, solo nieva, u ocurren los dos. El mes con más días de solo lluvia en Candelaria es febrero, con una media de 12,2 días. Según esta categorización, la forma más común de precipitación a lo largo del año es lluvia sola, con una probabilidad máxima de 45% el 12 de febrero.



Figura 2.3.1.5 Probabilidad diaria de precipitación en Candelaria (fuente: Weather Spark, 2023)

Para mostrar la variación dentro de los meses y no solo los totales mensuales, se muestra la lluvia acumulada durante un período móvil de 31 días centrado en cada día del año. Candelaria experimenta una variación estacional extrema en las precipitaciones mensuales.

Llueve durante todo el año en Candelaria siendo octubre el mes con más lluvia, con una precipitación promedio de 205 milímetros.

El mes con menos lluvia en Candelaria es agosto, con una precipitación promedio de 92 milímetros.

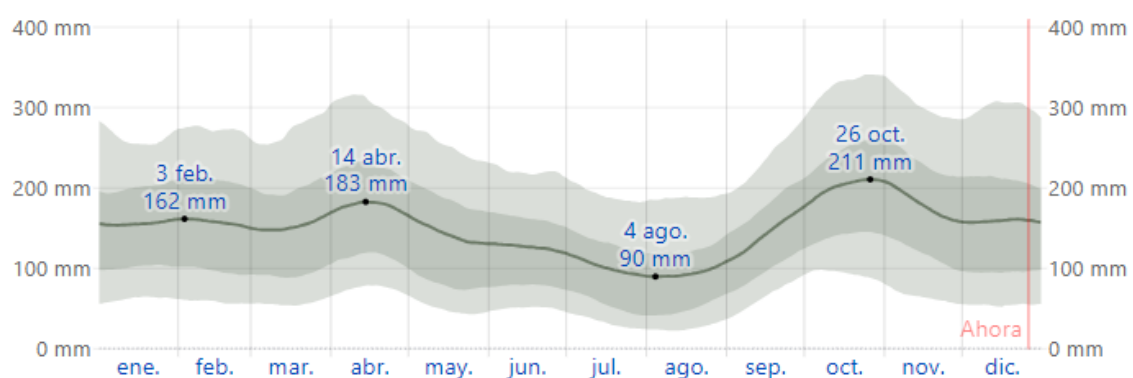


Figura 2.3.1.6 Promedio mensual de lluvia en Candelaria (fuente: Weather Spark, 2023)

Basamos el nivel de comodidad de humedad en el punto de rocío, ya que determina si la transpiración se evapora de la piel, enfriando así el cuerpo. Los puntos de rocío más bajos se sienten más secos y los puntos de rocío más altos se sienten más húmedos. A diferencia de la temperatura, que normalmente varía significativamente entre la noche y el día, el punto de rocío tiende a cambiar más lentamente, por lo que, si bien la temperatura puede bajar durante la noche, un día bochornoso suele ir seguido de una noche bochornosa.

El período más húmedo del año dura 7,2 meses, desde, tiempo durante el cual el nivel de comodidad es miserable.

El mes con menos días húmedos en Candelaria es julio.

2.4 Parámetros de calidad del agua

Se toma lo propuesto por el Decreto 80/1998, de España. Este tópico se desarrollará de manera detallada más adelante.

Han sido debidamente solicitados datos de calidad de agua al Ente Binacional Yacyretá (EBY); sin embargo, debido a cuestiones burocráticas y de tiempos se ha optado por proseguir con el dimensionamiento de la planta potabilizadora dejando de lado la dosificación de los desinfectantes y coagulantes. Este punto se recomienda tratarlo en futuras revisiones en las cuales se pueda trabajar con los correspondientes datos de calidad

2.5 Parámetros del suelo

Para poder realizar el diseño y dimensionamiento de las fundaciones de las distintas estructuras que componen el proyecto, es preciso conocer el material sobre el cual se descargará. Para ello, al no haber realizado estudios de suelo en el terreno de emplazamiento, se tomará como referencia para calcular las propiedades mecánicas del suelo a una serie de 3 ensayos SPT que fueron ejecutados en la ciudad de Posadas por la empresa Sigma SRL, más exactamente en las siguientes coordenadas: $27^{\circ}22'35.37''S$; $55^{\circ}52'57.94''$. Este procedimiento no posee validez para realizar cálculos ni diseños a nivel de proyecto, pero, para los fines académicos, se considerará válido; aunque es recomendable realizar los correspondientes estudios en el terreno en cuestión.



Figura 2.5.1 Figura satelital con la ubicación de los sondeos (fuente: Google Earth, 2023)

Para este estudio en particular, se optó por realizar tres sondeos SPT, que cumplen las siguientes características:

Tabla 2.5.1 Ubicación y profundidad de los sondeos (fuente: Sigma SRL., 2022)

SONDEO ID	PROF. (m)	COORDENADAS	
		LATITUD "S"	LONGITUD "O"
P1	1,60	27°22'35.37"	55°52'57.94"
P2	5,00	27°22'35.44"	55°53'0.00"
P3	6,80	27°22'33.31"	55°53'0.37"

A falta de aclaración en la documentación disponible, se trabaja bajo la asunción de que los ensayos de campo fueron ejecutados utilizando un cabezal saca muestra de tipo Moretto, que debido a su pared más delgada requiere de menor energía de hincado y por lo que los valores obtenidos serán corregidos a 80% para suponer la labor con un saca muestra estándar.

Los resultados presentados en los tres ensayos realizados son:

Tabla 2.5.2 Resultados del sondeo P1 (fuente: Sigma SRL, 2022)

Perforación P1:

PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
	S.U.C.S.	H.R.B.			
0,00 – 0,50	-	-	Suelo de relleno.	-	-
0,50 – 1,00	ML	A7-6	Limo inorgánico, color rojizo. Contenido de material fino 93%.	-	-
1,00 – 1,60	SC	A2-6	Arena arcillosa con gravillas, color rojizo. Contenido de material fino 26%.	Consistente	Mediana
1,60	-	-	Roca. Se produce rechazo al avance del ensayo SPT.	-	Muy densa

Tabla 2.5.3 Resultados del sondeo P2 (fuente: Sigma SRL, 2022)

Perforación P2:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
	S.U.C.S.	H.R.B.			
0,00 – 0,50	SC	A-6	Arena arcillosa con gravillas, color rojizo. Contenido de material fino 47%.	-	-
0,50 – 1,00	ML	A7-6	Limo inorgánico, color rojizo. Contenido de material fino 90%.	-	-
1,00 – 2,00	GP-GC	A-1-a	Grava arcillosa mal graduada, color rojizo. Contenido de material fino 7%.	-	Densa
2,00 – 4,00	SW-SM / SP-SM	A-1-b	Arena limosa bien graduada y mal graduada, color rojizo. Contenido de material fino entre 5% y 9%.	-	Muy densa
4,00 – 5,00	SM	A2-4	Arena limosa, color rojizo. Contenido de material fino 25%.	-	Muy densa
5,00 – 5,05	GP	A-1-a	Grava mal graduada, color rojizo. Contenido de material fino 1%.	-	-
5,05	-	-	Roca. Se produce rechazo al avance del ensayo SPT.	-	Muy densa

Tabla 2.5.4 Resultados del sondeo P3 (fuente: Sigma SRL, 2022)

Perforación P3

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
	S.U.C.S.	H.R.B.			
0,00 – 1,00	CL	A-6	Arcilla inorgánica de plasticidad media, color rojizo. Contenido de material fino 79%.	-	-
1,00 – 4,00	CL	A7-6	Arcilla inorgánica de plasticidad media con gravillas en estrato inferior, color rojizo. Contenido de material fino 92%.	Media y Consistente	-
4,00 – 6,80	ML	A7-6	Limo inorgánico con gravillas, color rojizo. Contenido de material fino 92%.	Consistente y Muy consistente	Mediana
6,80	-	-	Roca. Se produce rechazo al avance del ensayo SPT.	-	Muy densa

Se puede observar una gran dispersión en los resultados obtenidos, tanto en la profundidad a partir de la cual se encuentra roca, como en la clasificación del suelo, de gran heterogeneidad en el terreno estudiado. En ninguno de los ensayos realizados se detectó la presencia del nivel freático. A continuación, se presentan las planillas de cada ensayo:

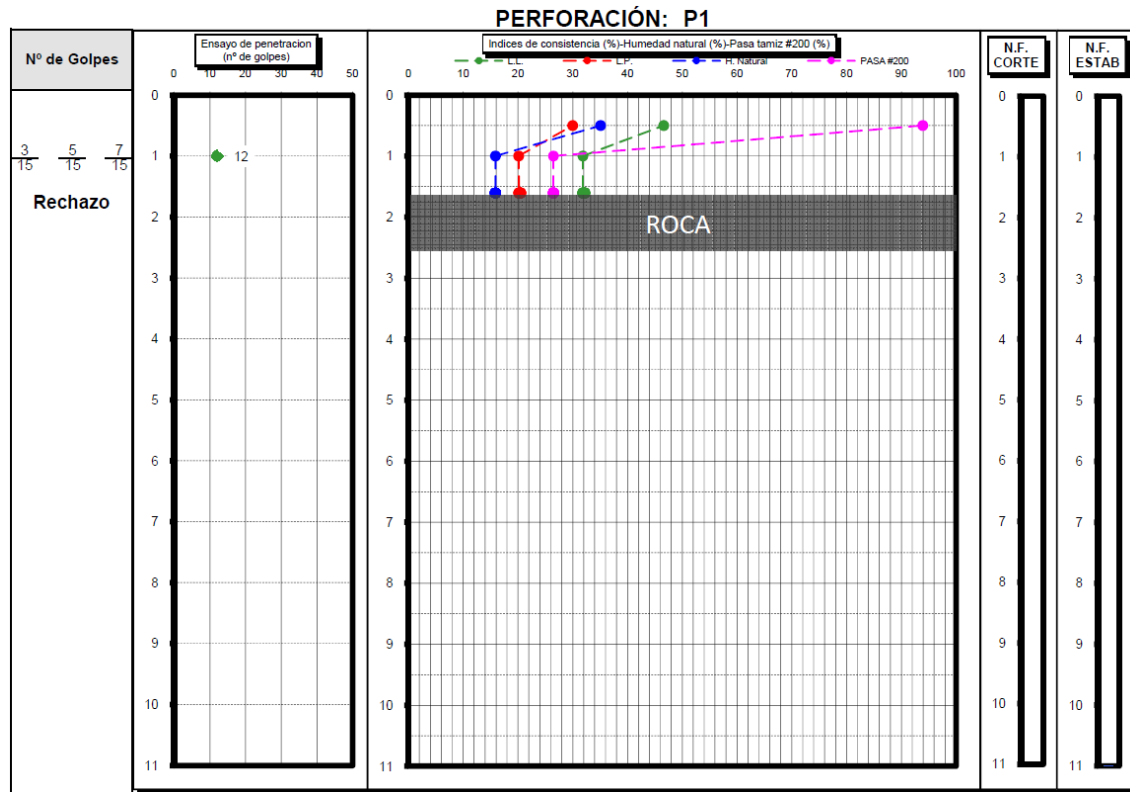


Figura 2.5.2 Planilla de resultados del sondeo P1 (fuente: Sigma SRL, 2022)

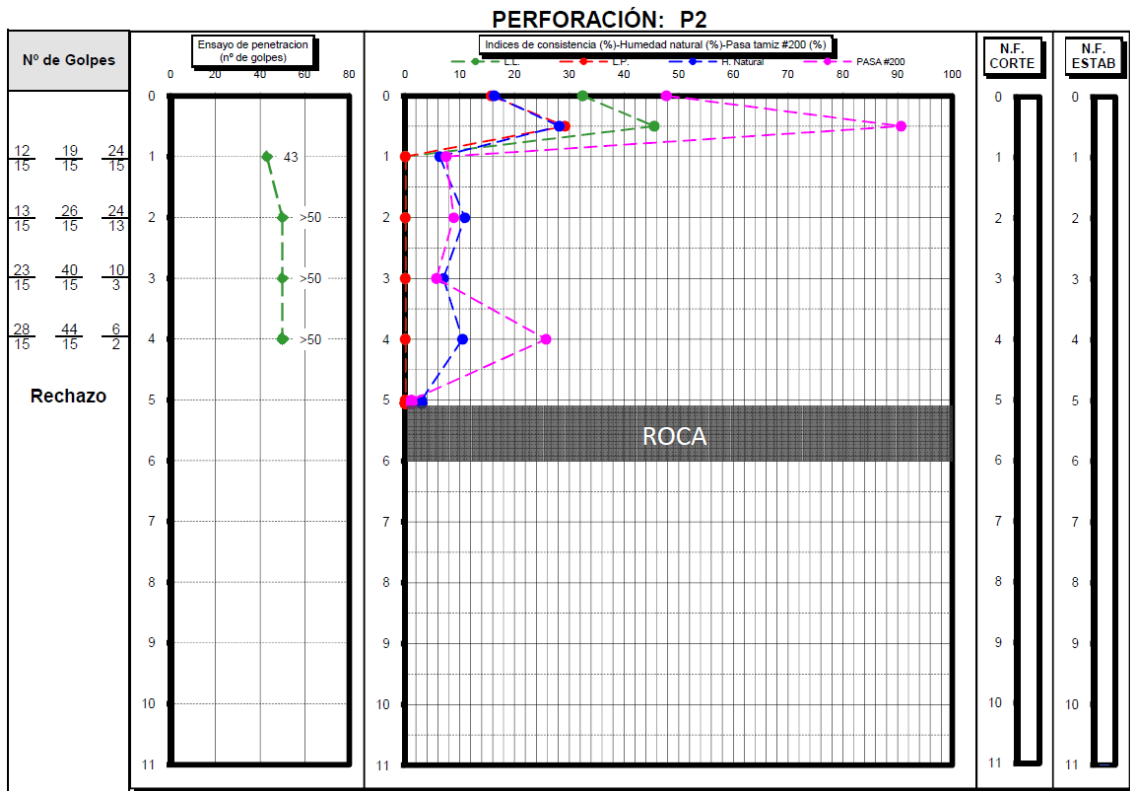


Figura 2.5.3 Planilla de resultados del sondeo P2 (fuente: Sigma SRL, 2022)

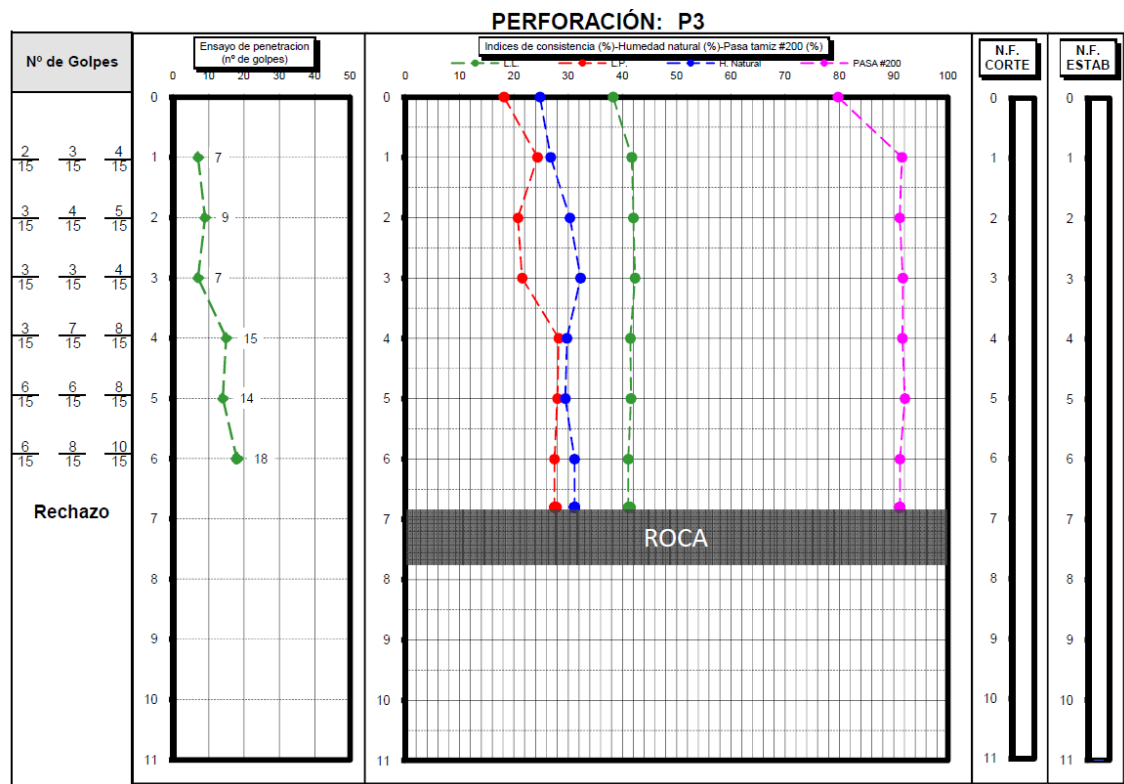


Figura 2.5.4 Planilla de resultados del sondeo P3 (fuente: Sigma SRL, 2022)

A partir de los mismos, el estudio Sigma SRL recomienda fundar por medio de bases aisladas de H°A° a una profundidad de 1,5 m y considerando una tensión admisible de 3,5kg/cm², para las perforaciones 1 y 2, y de 1,25kg/cm², para el ensayo número 3.

Debido a que estos fueron ensayos de campo realizados en una zona que no representa el perfil estratigráfico del terreno de emplazamiento del parque acuático, para estar del lado de la seguridad se optará por considerar los parámetros obtenidos en la perforación P3, ya que este es el sector de menor resistencia de los tres que se presentan. El mismo presenta las siguientes características:

Tabla 2.5.5 Parámetros del suelo (fuente: elaboración propia)

Profundidad (m)	Tipo de suelo	NSPT	NSPT Moretto	γ'	IP	Φ'	Eu	Su (kN/m ²)	Eu (MPa)	OCR
1	Cohesivo	7	6	14,9	20	-	5,6	14,9	5,6	14
2	Cohesivo	9	7	14,9	17	-	7,2	29,8	7,2	8
3	Cohesivo	7	6	14,9	21	-	5,6	44,7	5,6	3
4	Cohesivo	15	12	14,9	21	-	12	59,6	12	5
5	Cohesivo	14	11	14,9	13	-	11,2	74,5	11,2	4
6	Cohesivo	18	14	14,9	14	-	14,4	89,4	14,4	5
7	ROCA	Rechazo	-	-	-	-	-	-	-	-

Al ser este un suelo cohesivo, los parámetros pueden ser obtenidos a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\text{NSPT} > 5 \rightarrow \text{Su} = 6 \times \text{NSPT} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Su} = \text{NSPT} / 16 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Eu} / \text{N60} = 1 \text{ (MPa)}$$

Conociendo el peso específico del suelo (obtenido a través de ensayos de laboratorio) se puede calcular la presión efectiva a distintas profundidades, para así obtener la relación entre la resistencia al corte no drenada Su y la presión efectiva. Así, y conociendo el índice de plasticidad se puede ingresar al ábaco que se presenta a continuación para obtener el OCR (Andresen, 1979).

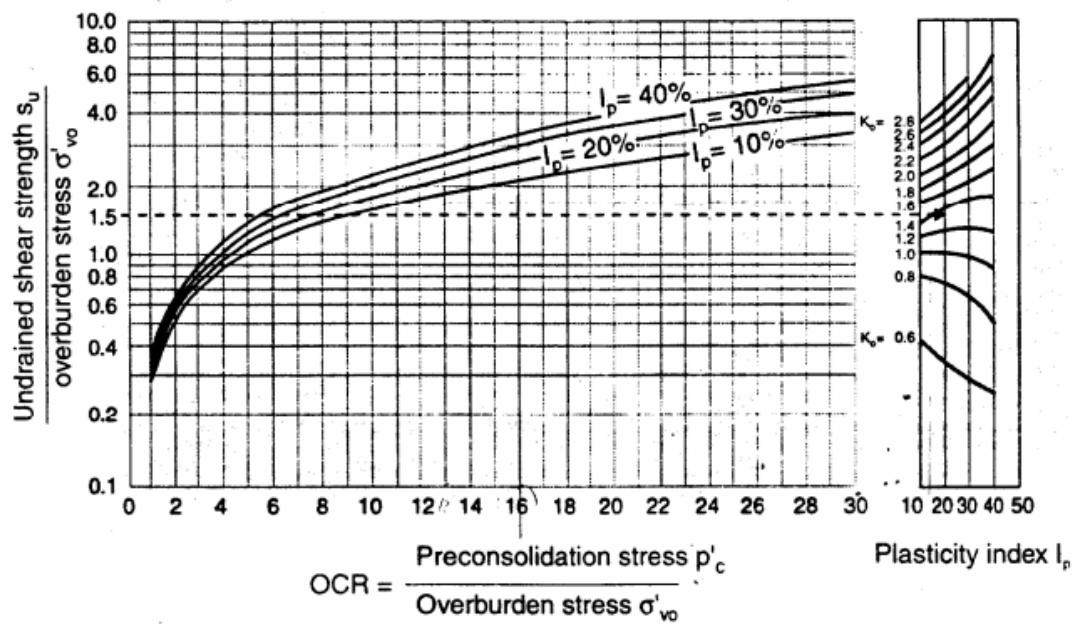


Figura 2.5.5 Ábaco para la obtención del OCR (fuente: Andresen, 1979)

De los cálculos previamente indicados, se concluye que es recomendable una fundación a -1,5m bajo NTN, con zapata aislada. En base a ellos, se realizó la siguiente tabla:

Tabla 2.5.6 Parámetros del suelo (fuente: elaboración propia)

Prof.	NSPT	NSPT	γ	E_u	S_v	S_v	S_u/S_v	OCR1	I_p	S_v máx	Delta P máx	NSPT corr	FI	Correlaciones NSPT				Triaxial	Triaxial	CPT	ADOP.
(m)	Moretto	Terzaghi	kN/m ²	MPa	(kN/m ²)	(MN/m ²)			%		(kN/m ²)			Su1	Su2	Su3	Su4	Sumin	Su	Su	Su
														(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
	Mínimo													11		6'NSPT					
1	7	5.6	14.9	5.6	14.9	0.01	2.26	14	20	209	194	10	30	100	61.6	56	34	34			34
2	9	7.2	14.9	7.2	29.8	0.03	1.45	8	17	238	209	11	31	120	79.2	72	43	43			43
3	7	5.6	14.9	5.6	44.7	0.04	0.75	3	21	134	89	8	30	100	61.6	56	34	34			34
4	15	12.0	14.9	12.0	59.6	0.06	1.21	5	21	298	238	15	32	174	132.0	120	72	72			72
5	14	11.2	14.9	11.2	74.5	0.07	0.90	4	13	298	224	13	32	165	123.2	112	67	67			67
6	18	14.4	14.9	14.4	89.4	0.09	0.97	5	14	447	358	16	32	198	158.4	144	86	86			86
7	0.0	0.0		0.0	104.3	0.10	-	-	-	-	-	0	27	0	0.0	0	0	0			

Con los datos presentados, se calcula a partir de la fórmula de Meyerof (Meyerof, 1963) la capacidad de carga última que tendrá el terreno de emplazamiento de las estructuras, considerando una zapata cuadrada de 3m de lado, y que luego serán utilizados para calcular sus fundaciones.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Figura 2.5.6 Fórmula de Meyerof (fuente: Das, 2013)

CONDICIÓN NO DRENADA:			
Datos a cargar:			
Angulo de Fricción Interna	$\phi =$	0	grados
Intercepro Cohesivo	$c =$	0,51	kg/cm ²
Peso Especifico Natural	$\gamma =$	1,51	ton/m ³
Cota de Fundación	$D_f =$	1,50	m
Nivel Freático	$D_{nf} =$	100,00	m
Ancho de la Fundación	$B =$	3,00	m
Largo de la Fundación	$L =$	3,00	m
Inclinación	$\beta =$	0,00	grados
Factor de Seguridad	$FS =$	3,00	
Datos auxiliares:			
Peso Especifico Sumergido	$\gamma' =$	0,51	
Tensión Efectiva en la cota	$q' =$	2,27	ton/m ²
	$N_c =$	5,14	
	$N_q =$	1,00	
	$N_\gamma =$	0,00	
	$D_f / B =$	0,50	

Figura 2.5.7 Datos a cargar para calcular según la fórmula de Meyerof para la condición no drenada
(fuente: Das, 2013)

Como resultado, se obtiene que $q_u = 39,52 \text{ tn/m}^2$. Considerando un factor de seguridad de 3:

$$q_{adm} = 14,68 \text{ tn/m}^2 = 1,47 \text{ kg/cm}^2 \approx 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el asentamiento de la columna más cargada, se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_d = C_d * p * B * \left(\frac{1 - \mu^2}{E} \right)$$

Siendo:

p = presión sobre el terreno (85% de la tensión admisible)

B = ancho de la zapata

E = módulo de elasticidad del suelo ($150c * 0,86$)

μ = coeficiente de Poisson

C_d = Factor de forma, obtenido a partir de la siguiente tabla en función de la relación de lados y de la relación entre la distancia al estrato resistente y el ancho de la base

Tabla 2.5.7 Valores del factor de forma para asentamiento del punto medio del lado mayor de una base rígida cargada uniformemente (fuente: Egorov, 1958)

H/B	Circle	Rectangle						Infinite Strip
	Diameter = B	L/B = 1	L/B = 1.5	L/B = 2	L/B = 3	L/B = 5	L/B = 10	L/B = ∞
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
0.25	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
0.5	0.22	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
1.0	0.36	0.46	0.46	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1.5	0.44	0.52	0.60	0.64	0.68	0.68	0.68	0.68
2.5	0.51	0.61	0.74	0.82	0.91	0.97	0.97	0.97
3.5	0.55	0.65	0.80	0.90	1.03	1.13	1.17	1.17
5.0	0.58	0.69	0.85	0.96	1.12	1.28	1.39	1.39
∞	0.64	0.76	0.97	1.12	1.35	1.68	2.12	∞

Se obtendrá así un asentamiento $S_d = 2,1\text{cm}$

Siguiendo el mismo procedimiento, se calcularon también los asentamientos para las columnas más próximas a la de mayor carga, para poder determinar el asentamiento diferencial, que no debe ser mayor a $1/500$:

Largo (L) (m)	2,50	Largo (L) (m)	1,75
Ancho (B) (m)	2,50	Ancho (B) (m)	1,75
L/B	1,0	L/B	1,0
Cd Center (pag 151)	0,583	Cd Center (pag 151)	0,636
Cd Middle Short Side	0,583	Cd Middle Short Side	0,636
Presión (kg/cm ²)	1,22	Presión (kg/cm ²)	1,26
u (Coef. Poisson)	0,3	u (Coef. Poisson)	0,3
Eu (kg/cm ²)		Eu (kg/cm ²)	
E' (kg/cm ²)	65,7288	E' (kg/cm ²)	65,7288481
Asentam centro (cm)	2,45	Asentam centro (cm)	1,94
Asentam borde (cm)	2,45	Asentam borde (cm)	1,94
Distorsión Angular	1/ -963	Distorsión Angular	1/ 1862

Largo (L) (m)	2,00	Largo (L) (m)	2,00
Ancho (B) (m)	2,00	Ancho (B) (m)	2,00
L/B	1,0	L/B	1,0
Cd Center (pag 151)	0,62	Cd Center (pag 151)	0,62
Cd Middle Short Side	0,62	Cd Middle Short Side	0,62
Presión (kg/cm ²)	1,28	Presión (kg/cm ²)	1,26
u (Coef. Poisson)	0,3	u (Coef. Poisson)	0,3
Eu (kg/cm ²)		Eu (kg/cm ²)	
E' (kg/cm ²)	65,729	E' (kg/cm ²)	65,728848
Asentam centro (cm)	2,19	Asentam centro (cm)	2,16
Asentam borde (cm)	2,19	Asentam borde (cm)	2,16
Distorsión Angular	1/ -4850	Distorsión Angular	1/ -7667

Figura 2.5.8. Asentamientos totales y diferenciales entre columna más cargada y columnas aledañas
(fuente: elaboración propia)

3. Diseño arquitectónico del parque acuático

Para determinar dimensiones del parque y las cantidades de piletas y atracciones es preciso estimar con anterioridad el número de visitas esperadas; para ello, se tomó como referencia el número de visitantes anuales del parque acuático Federación, ubicado en Federación, Entre Ríos, ya que el mismo posee similares dimensiones, características de accesibilidad y flujo de tránsito en las rutas más cercanas. En cuanto al parque de Federación, ubicado sobre RN 14 (km 296,45) tiene un tránsito medio diario

anual de 10.200 vpd, y por otro lado, el parque propuesto en Candelaria, sobre RN 12 (km 3.061,89) tiene un tránsito medio diario anual de 15.200 vpd.

A su vez, por medio de encuestas se puede obtener proporciones para determinar un potencial día más concurrido del año.

A lo largo del año 2021, 550.000 personas han visitado el parque acuático Federación. (Maxima Online, 2021).

Para el dimensionamiento del parque nos basamos en resultados de encuestas realizadas, que nos muestran que la mayoría de las personas acudirían al mismo en verano y que el día de mayor concurrencia sería el sábado, evitando que los días de menor concurrencia haya una sensación de vacío y, a la vez, para tener cierto margen de seguridad, no se dimensionan las instalaciones del parque teniendo en cuenta las visitas del día sábado, sino las del día domingo, segundo día con mayor concurrencia según las encuestas realizadas. Luego, a la hora del diseño del estacionamiento, sí se tendrá en cuenta el día de mayor concurrencia porque es inadmisibles que en ese momento los visitantes no tengan los lugares suficientes para estacionar sus vehículos, aunque este tópico se desarrollará con mayor detalle en el capítulo 4.

El procedimiento será aplicar coeficientes según lo mencionado anteriormente al valor obtenido en potenciales visitas anuales en Misiones.

Los resultados de las encuestas fueron los siguientes:

Irías a un parque acuático?

106 respuestas

 Copiar

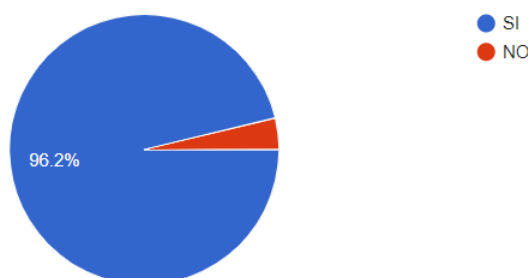


Figura 3.1 Porcentaje de personas que asistirían a un parque acuático según encuesta (fuente: elaboración propia)

Con qué frecuencia irías al parque acuático en verano?

105 respuestas

 Copiar

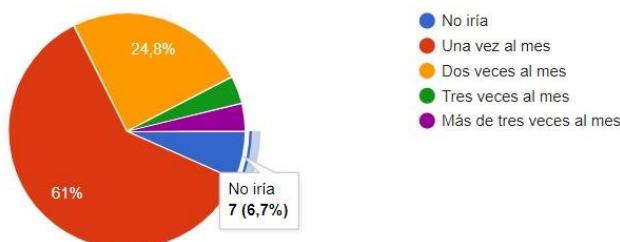


Figura 3.2 Frecuencia con la que las personas asistirán a un parque acuático en verano según encuesta (fuente: elaboración propia)

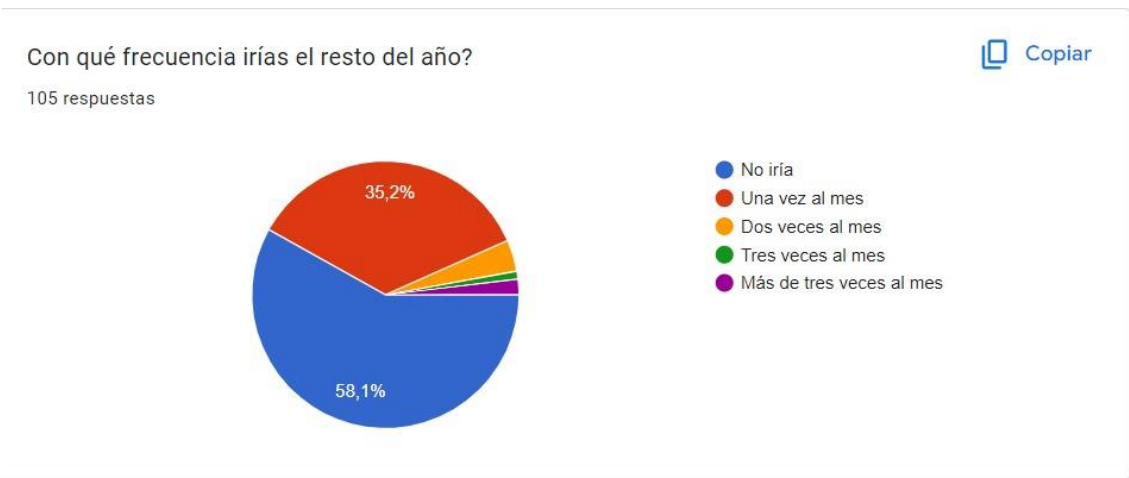


Figura 3.3 Frecuencia con la que las personas asistirían a un parque acuático el resto del año según encuesta (fuente: elaboración propia)

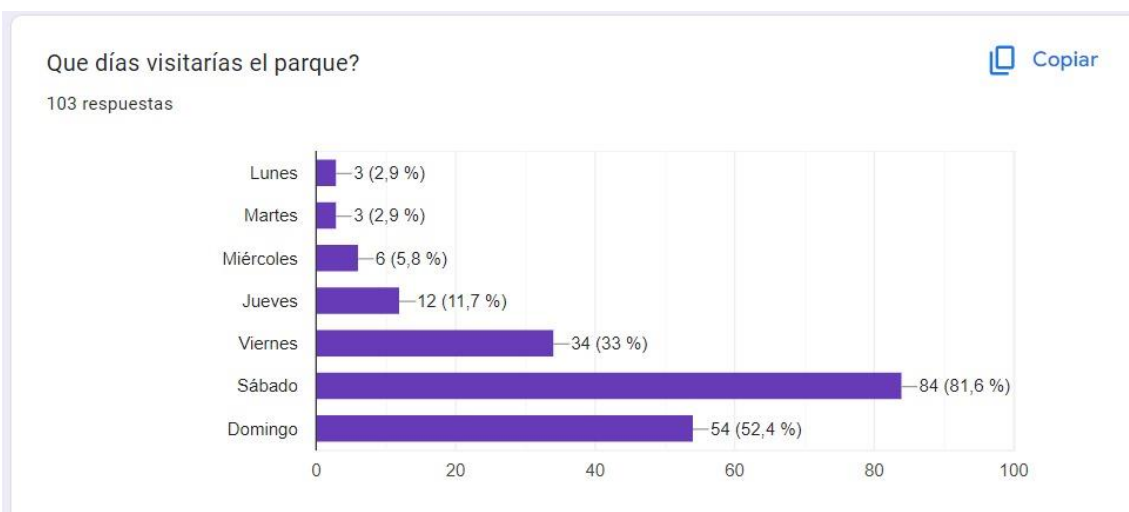


Figura 3.4 Días en los que las personas asistirán a un parque acuático según encuesta (fuente: elaboración propia)

Se puede observar que un 61% de las personas irían al parque al menos una vez al mes en los meses de verano, mientras que un 58% voto que no iría en invierno. También en la encuesta se podía elegir qué día preferiría ir al parque, y se ve que un 81,6% voto que iría el sábado y un 52,4% el domingo. Como se mencionó anteriormente, se diseñará para el día domingo.

$$\text{Visitas al año} = 550.000 \times 0.962 = 529.100 \text{ personas}$$

$$\text{Visitas en verano} = 529.100 \times 0,581 = 307.407 \text{ visitas distribuidas en tres meses}$$

$$\text{Visitas/mes} = 307.407/3 = 102.469 \text{ visitas}$$

$$\text{Personas/mes} = 102.469 \times (0,61 + 0,248/2 + 0,038/3 + 0,038/4) = 77.484 \text{ personas}$$

$$\text{Personas/semana} = 77.484/4 = 19.371 \text{ personas}$$

$$\text{Personas el domingo} = 20.136 \times 0,524 = 10.550 \text{ personas}$$

3.1 Requisitos que debe cumplir un parque acuático

En cuanto a requerimientos mínimos del diseño de un parque acuático, podemos mencionar las siguientes:

- Las instalaciones deben ser seguras para los usuarios y se las debe construir con firmeza y estabilidad.
- Se debe de tener el agua suficiente para la demanda generada por las personas en los juegos; esto se lo proyecta mediante un estudio de cuantificación analítica mínima. Esta agua debe ser limpia y de buena calidad.
- Los equipos para el funcionamiento de la filtración de agua deben estar desinfectados y limpios.
- El personal que se desempeñe en estos centros deberá de tener la capacitación adecuada de seguridad: vigilancia, auxilio y para atención a los usuarios de ser necesario de socorro, especializados en primeros auxilios y salvamento acuático.
- Este personal debe de estar presente en todos los juegos propuestos para el parque acuático.
- El parque debe garantizar un adecuado soporte sanitario dotado de un equipo mínimo adecuado.

3.2. Distribución del parque acuático

Como bien se sabe, la esencia de un parque de entretenimientos se basa en brindar un servicio seguro y de calidad a gente de todas las edades, desde niños hasta ancianos. Es un sitio pensado para familias donde, como mínimo se debe contar con los siguientes componentes:

- Piscinas para adultos y niños
- Toboganes
- Áreas verdes y de juegos infantiles
- Áreas de descanso
- Zonas de circulación
- Zonas administrativas
- Duchas, baños y vestidores
- Estacionamiento
- Enfermería
- Zona de tratamiento de agua

A su vez, dentro de cada una de las atracciones se puede dividir nuevamente entre distintos tipos. De la misma manera, aparecerán zonas complementarias, como por ejemplo tiendas de souvenirs, restaurantes y puestos de comida.

A continuación, se listan las instalaciones que tendrá el parque, tomando como base diseños de diferentes parques acuáticos:

1. Estacionamiento
2. Entrada
3. Piscinas
4. Baños
5. Juegos
6. Restaurante
7. Enfermería
8. Depósito

9. Almacén
10. Administración
11. Tanque
12. Planta de tratamiento

A grandes rasgos, en un parque de entretenimiento se puede distinguir entre cuatro grandes zonas: de administración, de servicio, complementaria y recreativa, las cuales, a su vez, se dividen en subzonas y espacios, como se indica en las siguientes tablas:

Tabla 3.2.1 Zona administrativa (fuente: elaboración propia)

Zona	Sub-zona	Espacio	Actividad	Persona
Administrativa	Administración	Oficina del gerente	Conducción de actividades	Gerente
		Oficina contable	Control de las finanzas	Contables
		Archivo	Control de archivos y documentos	Personal administrativo
		Cuarto de control	Vigilancia	Personal administrativo
		Cafetería personal	Espacio para break	Personal administrativo
		Sanitarios	Necesidades personales	Personal administrativo
	Recepción	Recepción	Provisión de info y compra de boletos	Secretaria y visitantes
		Sala de espera	Realizar la espera	Visitantes
		Sanitarios	Necesidades personales	Visitantes

Tabla 3.2.2 Zona de servicio (fuente: elaboración propia)

Zona	Sub-zona	Espacio	Actividad	Persona
Servicio	Bodega	Almacenamiento y reparación	Guardado de elementos de limpieza y reparación de equipamientos averiados	Personal de mantenimiento
	Patio de comidas	Restaurantes	Alimentación del público	Público y personal de atención
		Puestos de comida		
		Sanitarios	Necesidades personales	Público
	Enfermería	Primeros auxilios	Brindar atención primaria	Público y personal

Tabla 3.2.3 Zona complementaria (fuente: elaboración propia)

Zona	Sub-zona	Espacio	Actividad	Persona
Complementaria	Estacionamientos	Estacionamiento	Estacionar vehículos durante la estancia	Público y personal
	Higiene personal	Vestidores y sanitarios	Aseo y cambio de ropa	Público
	Técnica	Cuarto de máquinas	Grupo eléctrico y central eléctrica	Personal
		Tratamiento de aguas	Purificador de agua captada	Personal
		Cuarto de bombas	Circulación de agua	Personal
		Recirculador del agua	Tratamiento del agua residual	Personal
	Depósito de residuo	Centro de acopio	Acopio de basura	Personal

Tabla 3.2.4 Zona de estancia y recreación (fuente: elaboración propia)

Zona	Sub-zona	Espacio	Actividad	Persona
Estancia y recreación	Estancia	Circulación	Caminata	Público
		Area de descanso	Descanso	Público
		Área de eventos	Conciertos y entretenimiento	Público
	Recreación	Piscinas y toboganes	Nadar y jugar	Público
		Río lento	Recorrida	Público
		Piscinas climatizadas	Nadar	Público
		Piscinas de olas	Jugar	Público

3.2.1. Relación entre las áreas funcionales

A la hora de establecer una zonificación entre las distintas partes componentes del parque se ha utilizado el método interrelaciones, en el cual se presentan las relaciones que deben existir entre las distintas áreas, las cuales varían según la proximidad entre ellas, siendo la escala de variación de relación directa, indirecta o nula.

Haciendo uso de las tablas anteriores, se procede a realizar la matriz de interrelaciones de las distintas áreas.

ADMINISTRATIVA

Relación directa

Relación indirecta

Nula

Oficina del gerente	1
Oficina contable	1
Archivo	1
Cuarto de control	1
Cafetería personal	1
Sanitarios de administracion	1
Recepción	1
Sala de espera	1
Sanitarios publicos	1

Figura 3.2.1.1 Diagrama de interrelaciones de la zona administrativa (fuente: elaboración propia)

SERVICIO



Figura 3.2.1.2 Diagrama de interrelaciones de la zona de servicio (fuente: elaboración propia)

COMPLEMENTARIO



Figura 3.2.1.3 Diagrama de interrelaciones de la zona complementaria (fuente: elaboración propia)

ESTANCIA Y RECREACIÓN

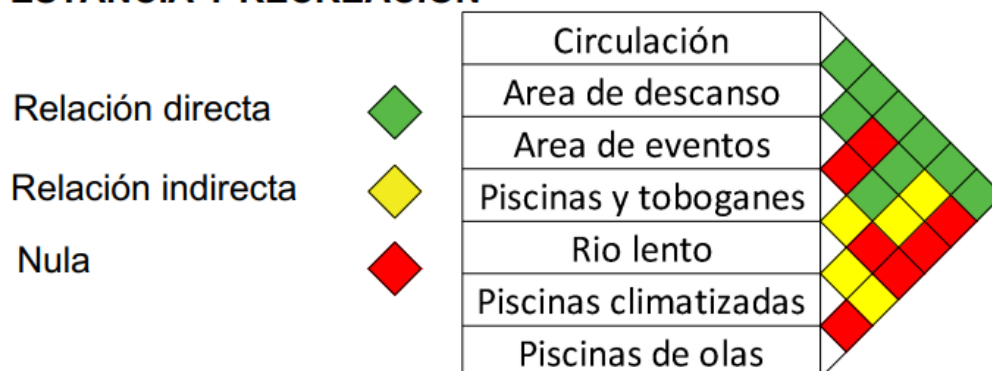


Figura 3.2.1.4 Diagrama de interrelaciones de la zona de estancia y recreación (fuente: elaboración propia)

Por último, la relación entre las distintas zonas:



Figura 3.2.1.5 Diagrama de interrelación entre las distintas zonas (fuente: elaboración propia)

3.3. Instalaciones

3.3.1. Piscinas

- Objetivo

Dado que el proyecto es un parque acuático su principal atractivo es el agua, es por ello que las piscinas son el centro de entretenimiento.

Para evitar la saturación de las mismas, principal problema detectado en los demás centros acuáticos, se ha considerado para su diseño que tengan suficiente capacidad de albergar a los potenciales usuarios.

- Dimensiones.

Según el Código de Edificación CABA, Apartado 1.7.8.6.4, las piscinas para usos recreativos tienen una capacidad de ocupación de tres personas cada dos metros cuadrados. Se utiliza este ya que el Código de Edificación de la Municipalidad de Posadas no brinda información al respecto, y además se basa en criterios generales para el diseño brindados por la Organización Mundial de la Salud, por lo que se puede considerar que dichas recomendaciones son aplicables a la mayoría de los lugares.

Por lo tanto, de acuerdo al público esperado de 10.150 personas, se deberá contar con 6.767 m² de piscinas como mínimo. Esto va a generar una ventaja competitiva, pues se está diseñando un parque con vastas áreas acuáticas, que teóricamente permitirán albergar a la totalidad del público. De todas formas, como la totalidad de las personas no se encontrará de manera simultánea en las piscinas, se considera que aproximadamente un 90% de las mismas se encuentra en zonas de baño, distribuyéndose el 10% restante en las demás zonas del parque, por lo que se dimensiona a las piscinas con una capacidad de 9.000 personas, lo que arroja como superficie necesaria 6.000 m².

Las piscinas serán distribuidas de la siguiente manera a criterio propio:

Tabla 3.3.1.1 Dimensiones de la piscina grande para adultos. (Fuente: elaboración propia)

Piscina grande para adultos	
Sup [m2]	1.680
Vol [m3]	1.680
Prof [m]	1

Tabla 3.3.1.2 Dimensiones de la piscina grande para niños. (Fuente: elaboración propia)

Piscina grande para niños	
Sup [m2]	1.538
Vol [m3]	615,2
Prof [m]	0,4

Tabla 3.3.1.3 Dimensiones de tres piscinas mixtas. (Fuente: elaboración propia)

3 piscinas mixtas	
Cantidad	1
Sup [m2]	378
Vol [m3]	453,6
Prof min [m]	1,2
Prof max [m]	1
Cantidad	300
Sup [m2]	360
Vol [m3]	1,2
Prof min [m]	1
Prof max [m]	300
Cantidad	360
Sup [m2]	1,2
Vol [m3]	1
Prof min [m]	500
Prof mx [m]	600

Tabla 3.3.1.4 Dimensiones de un río lento. (Fuente: elaboración propia)

Río Lento	
Sup [m2]	1.017
Vol [m3]	915,3
Prof [m]	0,9

Tabla 3.3.1.5 Dimensiones de cuatro piscinas para toboganes. (Fuente: elaboración propia)

4 piscinas pequeñas para toboganes		
Piscina 1		
Sup [m2]	240	m2
Vol [m3]	288	m3
Prof [m]	1,2	m
Juego 1	Kamikaze c/onda triple	
Juego 2	Kamikaze mediano	
Juego 3	Kamikaze mediano	
Juego 4	Kamikaze chico	
Juego 5	Kamikaze chico	
Piscina 2		
Sup [m2]	250	m2

Vol [m3]	300	m3
Prof [m]	1,2	m
Juegos 1	Torre triple acuática	
Juego 2	Torre triple magnum	
Piscina 3		
Sup [m2]	200	m2
Vol [m3]	240	m3
Prof [m]	1,2	m
Juegos 1	Torre acuática sextuple	
Piscina 4		
Sup [m2]	240	m2
Vol [m3]	288	m3
Prof [m]	1,2	m
Juego 1	Mini racer	
Juego 2	Kamikaze med s/estructura	
Juego 3	Kamikaze med c/ carril de frenado	



Figura 3.3.1.1 Piscinas del parque acuático (Fuente: elaboración propia)



Figura 3.3.1.2 Piscinas del parque acuático (Fuente: elaboración propia)

3.3.2. Restaurante

El restaurante dentro del parque acuático se dedicará a preparar alimentos y bebidas típicas de la zona, buscando brindar la mejor calidad en sus productos en el momento adecuado, satisfaciendo así las expectativas de los clientes dentro del parque que buscan calidad tanto del servicio como de la comida. Asimismo, se cuidará de la higiene del lugar y se ofrecerá una infraestructura acogedora y cómoda para los comensales. Se plantea en principio dos zonas de comida: la primera, que contará con una oferta de comida elaborada, la cual tendrá un funcionamiento no necesariamente en consonancia con el del parque y contará con estacionamiento para sus clientes; y la segunda, que contará con comida rápida de excelente calidad y control de tiempos de producción para permitir una alta rotación de mesas, a través de operaciones eficientes que contribuyan a la rentabilidad del negocio.

La misión del restaurante y del patio de comidas es ofrecer productos de calidad en el menor tiempo posible y su visión es mejorar su figura con la calidad de su servicio y variedad de productos.

- Capacidad

Teniendo en cuenta que según la encuesta las opciones de comida rápida y comidas elaboradas tuvieron una gran aceptación, se plantea un total de 800 comensales distribuidos en las diferentes ofertas de comida. Las mismas se dimensionan en función de la mayor o menor preferencia de los potenciales clientes.

Según el Código de Edificación de la Municipalidad de Posadas, se requieren de tres metros cuadrados por comensal. En base a las encuestas se sabe que el 65% de los potenciales clientes prefiere un servicio de comidas rápidas, siendo el restante los que prefieren un servicio de comida elaborada. Para los locales de restaurante se requieren 3m² por persona, como se mencionó anteriormente; por lo tanto, se dispone de un área de comida rápida con una capacidad de 520 comensales, siendo su superficie de

1560m² (véase plano 10). Para el restaurante, se plantea una capacidad de 280 comensales en base a las encuestas, siendo su superficie de 840 m². (véase plano 7).

3.3.3. Estacionamiento

- Objetivo

La necesidad de contar con un estacionamiento se debe a que gran parte del público objetivo asiste en familia y éstas acostumbran acudir a lugares de recreación familiar en movilidad particular.

El objetivo entonces, será satisfacer la necesidad del cliente de poder dejar su automóvil en un lugar seguro y que pueda disfrutar de su estancia en el complejo sin preocupaciones.

Asimismo, se busca contar con un espacio suficientemente amplio para que la mayoría de clientes disfrute de este servicio, pues debido a la aleatoriedad del caso habrá momentos en que el estacionamiento se llene por completo.

- Dimensiones

Según la investigación de mercado, el 87,7% de los encuestados indicó que iría por cuenta propia. Se ha determinado que el día de mayor demanda (sábado en verano) sea el punto de partida para dimensionar el estacionamiento, de manera de que haya suficiente espacio de aparcamiento para cualquier situación posible. Puesto que en dicho día irían aproximadamente 15.807 personas, el 87,7% estaría representado por 13.863 personas y, asumiendo que en promedio van 4 personas por carro, se necesitan aproximadamente 3.466 lugares.

Para cubrir un estacionamiento de 700 autos, según información de centros comerciales, se necesitan 15.000 metros cuadrados. En este caso, para 3.470 autos, estableciendo una relación lineal, es necesaria una superficie de 74.477 metros cuadrados, lo que equivale a 7,45 hectáreas que se deben destinar a zona de aparcamiento.

3.3.4. Enfermería

- Objetivo

Para dar un buen servicio se contará con una enfermería en caso de que ocurra algún accidente menor dentro del parque, para poder brindar primeros auxilios adecuados.

- Dimensiones

De la misma forma que se mencionó en 3.3.2, se hace uso del Código de edificación de la ciudad de Corrientes, Ordenanza N°4169 en el Boletín Municipal N°950 del año 2005, Sección 4.7.2, el cual establece que

Se adopta para el espacio de servicios médicos de emergencia dentro del parque, un espacio con capacidad para albergar 14 personas. Teniendo en cuenta el número adoptado, se requieren 70 m² de superficie para la enfermería (véase plano 8).

3.3.5. Recepción y administración

- Objetivo

Se plantea un edificio de dos plantas, en donde se desarrolla la recepción control de seguridad y venta de entradas. En cuanto a la administración, se dispone de espacios para el archivo, como para personal administrativo-contable.

- Dimensiones

Deben cumplir con lo establecido en el Código de Edificación de la Municipalidad de Posadas, sección 3.3.

a) Recepción

Se dimensiona la recepción con una capacidad para la estadía simultánea de 25 personas, sabiendo que según el código se requieren 3m² por persona.

b) Administración

Para el diseño de la zona de administración se tuvieron en cuenta oficinas contables, gerenciales, archivo, comedor común. Se establece un total de 10 personales administrativos y de seguridad, los mismos se distribuyen en:

- Dos personales de seguridad
- Tres personales de recepción
- Tres contadores
- Un gerente
- Un personal de archivo

Según el Código de Edificación de la Municipalidad de Posadas, se requieren de 8 m² por persona.

El dimensionamiento está representado en los planos N°11 y 12.

3.3.6. Servicios higiénicos

- Objetivo

Los servicios higiénicos (véase plano 9) son fundamentales en cada negocio, pues cubren necesidades básicas de las personas y además están obligados de ser construidos por ley.

- Dimensiones

Las dimensiones de los baños corresponden a áreas específicas del parque:

1. Piscinas

Para el dimensionamiento de los servicios sanitarios, es importante conocer la superficie cubierta por las piscinas, lo cual tiene una relación directa con la cantidad de personas que ocuparían dicha recreación, dato importante para prever el espacio necesario en los sanitarios del establecimiento.

Se cuenta con 6000 m² de lámina de agua.

Según la normativa del Artículo 12° en el Capítulo IV del Decreto 80/1998, publicado en Madrid, España:

En las piscinas descubiertas se instalarán en sus paseos o andenes duchas de agua potable en un número mínimo de dos y una más por cada 20 metros de perímetro del

vaso, con desagües directos a la red de alcantarillado y distribuidas uniformemente alrededor del andén.

El plato de las duchas o pavimento destinado para tal fin, estará perfectamente limpio y estará construido con materiales antideslizantes apropiados para mantener su limpieza y desinfección.

Según la normativa del Artículo 16° en el Capítulo IV del Decreto 80/1998:

1. Las piscinas dispondrán de aseos y vestuarios diferentes para cada sexo y no destinándose a un uso distinto de aquel para el que se crean en horarios de apertura de este servicio. Cumplirán con los siguientes requisitos:

a) Se instalarán en locales cubiertos y suficientemente ventilados al exterior.

b) Los paramentos de todas sus dependencias se cubrirán en su totalidad de material cerámico vitrificado o similar, de fácil limpieza y desinfección.

c) La altura libre de vestuarios y aseos nunca será inferior a 2,80 metros, mientras que los elementos delimitadores de cabinas, duchas e inodoros tendrán una altura máxima de 2,10 metros salvo que estos compartimentos se doten de ventilación forzada, en cuyo caso su cerramiento podrá llegar hasta el techo.

d) La limpieza y desinfección de las superficies será diaria como mínimo y siempre que las condiciones higiénicas así lo requieran.

2. Los vestuarios contarán con dos accesos, uno para personas vestidas y otro que conduzca al recinto de baño, constituyendo ambos un circuito obligado de paso.

3. Las piscinas con viviendas próximas y de establecimientos hoteleros, y previa autorización sanitaria, serán eximidas de la obligatoriedad de los vestuarios y guardarropa cuando los usuarios sean únicamente las personas allí alojadas. La existencia de aseos es obligatoria en todos los casos.

4. La dotación mínima de servicios higiénicos en piscinas vendrá determinada por la siguiente relación, que se distribuirá proporcionalmente entre hombres y mujeres:

Tabla 3.3.6.1 *Servicios higiénicos necesarios por metro cuadrado de lámina de agua. (fuente: Decreto 80, 1998. España.)*

Lámina de agua (en m ²)	Vestuarios (en m ²)	Guardarropa (en m ²)	Duchas (número)	Retretes (número)	Lavabos (número)
Hasta 100	15	-	2	2	2
De 101 a 250	30	-	2	4	2
De 251 a 500	60	-	6	6	2
De 501 a 1.000	120	30	10	10	4
De 1.001 a 2.000	230	54	16	16	8
De 2.001 a 4.000	600	85	20	20	12
Más de 4.000	700	95	30	30	16

En el caso de los aseos destinados a varones el 60 por 100 de los retretes podrá sustituirse por mingitorios.

5. Los aseos dispondrán en todo momento de agua corriente potable y estarán dotados de dosificador de jabón, toallas monouso o secador de manos y papel higiénico.

6. La ropa y el calzado deberá depositarse en unidades independientes y de uso directo, tales como armarios, taquillas, cabinas o similares o en zonas comunes a través de servicio de recogida, empleando unidades mono uso biodegradables.

Por tanto, es así que se deberá contar con:

Tabla 3.3.6.2 Dimensionamiento de servicios higiénicos necesarios por metros cuadrados de piscina (fuente: elaboración propia)

Baño 1 (3218 m2)	
Varones	
Inodoro	4
Urinario	6
Lavatorio	6
Duchas	10
Mujeres	
Inodoro	10
Lavatorio	6
Duchas	10
DUCHAS PILETA	13
Baño 2 (655 m2)	
Varones	
Inodoro	2

Urinario	3
Lavatorio	2
Duchas	5
Mujeres	
Inodoro	5
Lavatorio	2
Duchas	5
DUCHAS PILETA	7
Baño 3	(800 m2)
Varones	
Inodoro	2
Urinario	3
Lavatorio	2
Duchas	5
Mujeres	
Inodoro	5
Lavatorio	2
Duchas	5
DUCHAS PILETA	8
Baño 4	(1327 m2)
Varones	
Inodoro	3
Urinario	5
Lavatorio	4
Duchas	8
Mujeres	
Inodoro	8
Lavatorio	4
Duchas	8
DUCHAS PILETA	10

A tomar en cuenta también están los criterios de diseño en el Reglamento Sanitario de Piscinas, encontramos en el Artículo 18°, Criterio de Dimensionamiento, que estipula lo siguiente:

Para el dimensionamiento de toda piscina se considerará, según el número máximo de usuarios, los siguientes criterios:

- Tres personas por cada dos metros cuadrados de lámina de agua del estanque de las piscinas al aire libre y,

- Una persona por metro cuadrado de lámina de agua del estanque de las piscinas cubiertas.

Por lo que, los servicios higiénicos serán para uso de un total de 9.000 personas, en base a un total de 6.000m² de lámina de agua.

2. Restaurante

Debido a que el parque cuenta con servicio de restaurante se debe proveer servicios según lo estipulado en el Código de Edificación de la Municipalidad de Posadas, en el que se define los requerimientos mínimos en edificaciones para los trabajadores y el público como sigue:

Los locales destinados para servicios de alimentación colectiva, deberán estar dotados de servicios sanitarios independientes para hombres y mujeres. El código de Edificación de la Municipalidad de Posadas establece que se deberán disponer de un retrete por sexo, dos lavabos y un orinal, cuando el personal sea de 10 hasta 20, a medida que aumente se deberá agregar un retrete por sexo por cada 20 personas o fracción de 20, y un lavabo y un orinal por cada 10 personas o fracción de 10. Además, se debe colocar una ducha por sexo, por cada 10 empleados.

La cocina contará con un total de 80 empleados y se considerará que la mitad serán hombres y la otra mitad mujeres, por lo cual se instalará:

- Un baño para hombres, con 4 inodoros, 8 lavatorios, 4 duchas y 2 urinarios.
- Un baño para mujeres, con 4 inodoros, 8 lavatorios y 4 duchas.

Asimismo, se les deberá dotar un bebedero el cual se dispondrá en la misma cocina. También se debe contar con piletas de cocina, para el sector de elaboración de comidas, en función del número de comensales y empleados. Se adoptan 6 piletas de cocina. Las mismas se distribuyen de la siguiente manera:

- Patio de comidas (Cocina), con 4 piletas de cocina.
- Restaurante (Cocina), con 2 piletas de cocina.

En lo que respecta al dimensionamiento de sanitarios para la zona de comida, la misma se dimensiona para un total de potenciales clientes, dicho número fue adoptado a criterio propio, al igual que en el cálculo de servicios sanitarios para piscina, el mismo debe ser distribuido en los establecimientos de comida. En este caso se prevé, según las encuestas un local de comidas rápidas y un restaurante. Dado que la capacidad prevista del restaurante es de 800 comensales se deberá contar con:

- Un baño para hombres, con 14 lavatorios, 10 urinarios y 12 inodoros.
- Un baño para mujeres, con 14 lavatorios y 12 inodoros.

A partir de los números totales de artefactos sanitarios, se realizó una distribución de cada uno de ellos de manera proporcional, con respecto a la capacidad tanto del restaurante como del patio de comidas.

Tabla 3.3.6.4 Dimensionamiento de servicios higiénicos necesarios en restaurante y patio de comidas (fuente: elaboración propia)

Baño 1	Patio de Comidas- Comensales
Varones	
Inodoro	7

Urinario	6
Lavatorio	9
Mujeres	
Inodoro	8
Lavatorio	9
Baño 2	Patio de Comidas- Empleados
Varones	
Inodoro	3
Urinario	1
Lavatorio	5
Duchas	3
Mujeres	
Inodoro	3
Lavatorio	5
Duchas	3
Baño 3	Restaurante Comensales
Varones	
Inodoro	5
Urinario	4
Lavatorio	5
Mujeres	
Inodoro	4
Lavatorio	5
Baño 4	Restaurante Empleados
Varones	
Inodoro	1
Urinario	1
Lavatorio	3
Duchas	1
Mujeres	
Inodoro	1
Lavatorio	3
Duchas	1

3. Jardines

Finalmente, se dimensionan los servicios higiénicos para la zona de jardines, haciendo uso de la sección 3.5.2.3 del Código de Edificación de la Municipalidad de Posadas, el cual establece que deben haber según sexo:

- Hombres: 1 retrete, y orinal y 1 lavabo por cada 50 usuarios o fracción mayor de 10
- Mujeres: 1 retrete y lavabo por cada 50 usuarios o fracción mayor de 10.

Después de los primeros 150 usuarios estas cantidades se aumentarán una vez por cada 100 usuarios subsiguientes o fracción mayor de 20.

Adicionalmente deben proveerse servicios sanitarios para el personal de acuerdo a la demanda para oficinas, para los ambientes de uso comercial como restaurantes o cafeterías, para deportistas y artistas u para personal de mantenimiento.

Al contar con una demanda esperada de 10.150 personas, de las cuales se espera que 9.000 se situarán en las piscinas y 800 en el restaurante, podrán quedar 350, idealmente distribuidas en los jardines, para las cuales se deberá contar con:

- 3 Lavatorios, 3 urinarios y 3 inodoros en el baño de hombres.
- 3 Lavatorios y 3 inodoros en el baño de mujeres.

Tabla 3.3.6.5 Dimensionamiento de servicios higiénicos necesarios para jardines (fuente: elaboración propia)

Baño	
Hombres	
Lavatorio	3
Urinario	3
Inodoro	3
Baño	
Mujeres	
Lavatorio	3
Inodoro	3

4. Enfermería

En cuanto a los servicios higiénicos de la enfermería, se tuvo en cuenta lavatorio e inodoro, para cada ambiente, siendo los mismos:

- Sala de emergencia
- Sala de enfermería
- Sala de espera
- Consultorio

Se detalla el total de los artefactos sanitarios de la enfermería:

Tabla 3.3.6.6 Dimensionamiento de servicios higiénicos necesarios en la enfermería (fuente: elaboración propia)

Artefactos sanitarios	Cantidad
Inodoro	4
Lavatorio	4

5. Recepción y administración

Se dimensiona la cantidad de instalaciones sanitarias en ambos ambientes:

a) Recepción

Tabla 3.3.6.7 Dimensionamiento de servicios higiénicos necesarios en la recepción (fuente: elaboración propia)

Baño	
Hombres	
Lavatorio	1
Urinario	1
Inodoro	1
Baño	
Mujeres	
Lavatorio	1
Inodoro	1

b) Administración

Tabla 3.3.6.8 Dimensionamiento de servicios higiénicos necesarios en la zona de administración (fuente: elaboración propia)

Baño	
Hombres	
Lavatorio	5
Urinario	5
Inodoro	3
Baño	
Mujeres	
Lavatorio	5
Inodoro	5

3.3.7. Juegos

Los juegos junto con las piscinas son el principal atractivo del parque, por ello es necesario elegir adecuadamente los juegos y los proveedores con los que se trabajará. Los juegos deben cumplir con los estándares de seguridad, por lo tanto, la mejor opción es contar con una empresa que garantice la calidad en la fabricación y en los materiales

que utiliza. Se opta por la empresa “Crucijuegos”, la línea de productos está desarrolladas según normas europeas EN1176 y EN71, regulaciones americanas ASTM y CPSIA, normas ISO 9001 y fueron puestas a prueba para garantizar su larga duración. La casa central se encuentra en la ciudad de Rosario (Argentina), lo cual es una ventaja ya que solamente es necesario el traslado de los juegos acuáticos, en caso contrario de ser una empresa fabricante extranjera, se requieren trámites aduaneros, etc. Los juegos que se utilizan en las piletas para niños, no se detallan en la numeración de las piletas, ya que las mismas no condicionan sus medidas.

A continuación, se detallarán los tipos, medidas y requerimientos técnicos de los juegos acuáticos elegidos.

a) Torre acuática triple:

Art. 8015 - Torre Triple Acuática
Acuáticos



Figura 3.3.7.1 Torre acuática triple (fuente: Crucijuegos SRL)

- Capacidad: 3 personas
- Rango de edad: 8 a 65 años
- Medidas generales: 7,5m x 12,7 m x 9,2m
- Plataforma de hormigón: 13,6m x 12m
- Peso: 3.410 kg
- Altura de Salida: RT 3.5m/ Kamikaze 4,75 m
- Tiempo de instalación: 72h

Especificaciones generales:

La torre triple acuática está conformada por una estructura metálica con 3 toboganes. En el primer piso se encuentran 2 toboganes con caída helicoidal denominados RT 16. En el segundo piso, ubicado en medio de los RT16 se encuentra el Kamikaze, un tobogán de caída recta. Construido en fibra de vidrio reforzada y fabricado con las máximas normas de seguridad. Amurado a plataforma de hormigón por medio de pernos de anclaje y mortero de inyección.

Especificación de implantación:

- Profundidad de la pileta: 1,2m

- Requerimiento hidráulico para bomba (no incluida en el producto): RT 16 Giro Derecho 20.000L/h a 1.5kg/cm², Kamikaze 20.000L/h 1,5 kg/cm², RT 16 Giro Izquierdo 20.000L/h a 1.5kg/cm²
- Suministro de agua: Instalación de tubería PVC de ø50mm ubicada por debajo de la plataforma de hormigón
- Zona de caída: espacio destinado para la caída libre de las personas a la pileta. Las dimensiones mínimas son: 7 m en dirección al borde opuesto, 1,5 m en cada lateral (un total de 6,7m de ancho mínimo) y 1,2m de profundidad, libres y sin obstáculos ni escalera.
- Plataforma Hormigón: Antes de instalar el juego se debe realizar una carpeta de hormigón de las dimensiones detalladas, de un espesor mínimo de 15 cm con doble malla sima de 150mm x 150mm x 6mm.
- Entrada de agua: RT 16 de giro derecho por lado izquierdo, RT 16 de giro izquierdo por lado derecho, Kamikaze por lado izquierdo.

b) Torre acuática séxtuple:



Figura 3.3.7.2 Torre acuática séxtuple (fuente: Crucijuegos SRL)

- Capacidad: 6 personas
- Rango de edad: 8 a 65 años
- Medidas generales: 7,5m x 13m x 12,1m
- Peso: 1.800 kg
- Altura de Salida: RT 3,15m/ Kamikaze 4,75m/ Mini razer 4m
- Tiempo de instalación: 6 días
- Recorrido: RT 11m/ Kamikaze 16,6m/ Mini razer 12m
- Plataforma de Hormigón: 15,5m x 13,6m

Especificaciones generales:

Toboganes de velocidad. La estructura posee dos toboganes con caída helicoidal y cuatro toboganes de caída recta. Ideal para parques acuáticos que deseen un sector de entretenimiento para toda la familia. Apto para todas las

edades. Construido en fibra de vidrio reforzada y fabricado con las máximas normas de seguridad. Amurado a plataforma de hormigón por medio de pernos de anclaje y mortero de inyección.

Especificaciones de implantación:

- Profundidad de la Pileta: 1,2m mínimo
- Requerimiento hidráulico de las bombas de cada tobogán (no incluida en el producto): •RT 16 Giro Derecho, 20.000L/h a 1,5 kg/cm² •Kamikaze, 20.000L/h a 1,5 kg/cm² •RT 16 Giro Izquierdo, 20.000L/h a 1,5 kg/cm² •Racer, 30.000L/h a 1,5 kg/cm².
- Suministro de agua: Instalación de tubería PVC de $\varnothing 50\text{mm}$ ubicada por debajo de la plataforma de hormigón
- Zona de caída: espacio destinado para la caída libre de las personas a la pileta. Las dimensiones mínimas son: 7 m en dirección al borde opuesto, 1.5m en cada lateral (ancho total de 12,7m) y 1,2m de profundidad, libres sin obstáculos ni escaleras.
- Plataforma Hormigón: Antes de instalar el juego se debe realizar una carpeta de hormigón de las dimensiones detalladas, de un espesor mínimo de 15 cm con doble malla sima de 150mm x 150mm x 6mm.

c) Kamikaze mediano:

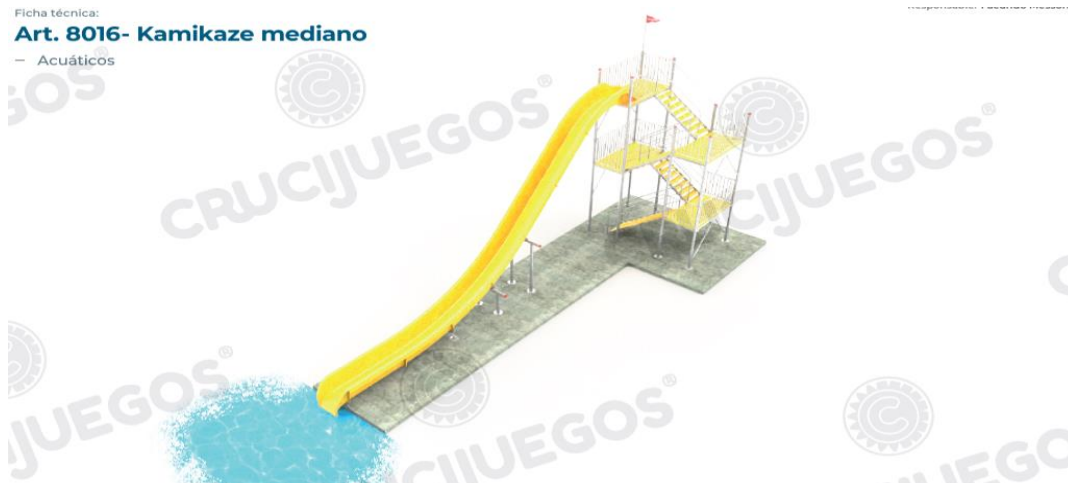


Figura 3.3.7.3 Kamikaze mediano (fuente: Crucijuegos SRL)

- Capacidad: 1 persona
- Rango de edad: 8 a 65 años
- Medidas generales: 8,6m x 4,5m x 16m
- Peso: 1.500 kg
- Altura de Salida: 6,4m
- Tiempo de instalación: 1 día
- Recorrido: 16m

Especificaciones generales:

Tobogán acuático para todas las edades. Ideal para hoteles y parques acuáticos que deseen un sector de entretenimiento para toda la familia. Construido en fibra de vidrio reforzada y fabricado con las máximas normas de seguridad. Amurado a plataforma de hormigón por medio de pernos de anclaje y mortero de inyección.

Especificaciones de implantación:

- Profundidad de la Pileta: 1,2m mínimo
- Requerimiento hidráulico para bomba (no incluida en el producto): 25.000L/h a 1 kg/cm²
- Suministro de agua: Instalación de tubería PVC de $\varnothing 50\text{mm}$ ubicada por debajo de la plataforma de hormigón
- Zona de caída: espacio destinado para la caída libre de las personas a la pileta. Las dimensiones mínimas son: 9 m en dirección al borde opuesto, 1,5 m en cada lateral y 1,2m de profundidad, libres sin obstáculos ni escaleras.
- Plataforma Hormigón: Antes de instalar el juego se debe realizar una carpeta de hormigón de las dimensiones detalladas, de un espesor mínimo de 15 cm con doble malla sima de 150mm x 150mm x 6mm.
- Entrada de agua: por el lado derecho.

d) Kamikaze mediano con carril de frenado:



Figura 3.3.7.4 Kamikaze mediano con carril de frenado (fuente: Crucijuegos SRL)

- Capacidad: 1 persona
- Rango de edad: 12 a 65 años
- Medidas generales: 8,9m x 20m x 4,6m
- Peso: 1.600 kg
- Altura de Salida: 6,2m
- Tiempo de instalación: 15 horas
- Recorrido: 20m

Especificaciones Generales:

Tobogán acuático para todas las edades. Ideal para hoteles y parques acuáticos que deseen un sector de entretenimiento para toda la familia. Construido en fibra de vidrio reforzada y fabricado con las máximas normas de seguridad. Amurado a plataforma de hormigón por medio de pernos de anclaje y mortero de inyección.

Especificaciones de implantación:

- Requerimiento hidráulico para bomba (no incluida en el producto): 20.000 lt/h a 16m.
- Suministro de agua: Instalación de tubería PVC de $\varnothing 50\text{mm}$ ubicada por debajo de la plataforma de hormigón.
- Plataforma Hormigón: Antes de instalar el juego se debe realizar una carpeta de hormigón de las dimensiones detalladas, de un espesor mínimo de 15 cm con doble malla sima de 150mm x 150mm x 6mm
- Entrada de agua: por el lado derecho.
- Dimensiones de pileta de recolección: 3,5mx2m con una profundidad de 0,85m.

e) Mini racer:

Ficha técnica:
Art. 8026 - Mini Racer
- Acuáticos



Figura 3.3.7.5 Mini racer (fuente: Crucijuegos SRL)

- Capacidad: 3 personas
- Rango de edad: 8 a 65 años
- Medidas generales: 7m x 7,3m x 12,5m
- Peso: 650 kg
- Altura de Salida: 4m
- Tiempo de instalación: 4 días
- Recorrido: 11m
- Plataforma de hormigón: 14m x 7,3m

Especificaciones generales:

Tobogán de velocidad. Ideal para hoteles y parques acuáticos que deseen un sector de entretenimiento para toda la familia. Apto para todas las edades. Construido en fibra de vidrio reforzada y fabricado con las máximas normas de seguridad. Amurado a plataforma de hormigón por medio de pernos de anclaje y mortero de inyección.

Especificaciones de implantación:

- Profundidad de la Pileta: 1,2m mínimo
- Requerimiento hidráulico para bomba (no incluida en el producto): 45.000L/h a 14m.
- Suministro de agua: Instalación de tubería PVC de $\varnothing 75\text{mm}$ ubicada por debajo de la plataforma de hormigón
- Zona de caída: espacio destinado para la caída libre de las personas a la pileta. Las dimensiones mínimas son: 7 m en dirección al borde opuesto, 1.5m en cada lateral y 1.2m de profundidad, libres sin obstáculos ni escaleras.
- Plataforma Hormigón: Antes de instalar el juego se debe realizar una carpeta de hormigón de las dimensiones detalladas, de un espesor mínimo de 15 cm con doble malla sima de 150mm x 150mm x 6mm.

f) Kamikaze mediano (segundo piso)



Figura 3.3.7.9 Kamikaze mediano (fuente: Crucijuegos S.R.L.)

- Capacidad: 1 persona
- Rango de edad: 12 a 65 años
- Medidas generales: 5,4m x 4m x 10,3m
- Peso: 306 kg

- Altura de Salida: 7m
- Tiempo de instalación: 15 horas
- Recorrido: 19m

Especificaciones generales:

Tobogán Acuático fabricado en P.R.F.V. Incluye soportes metálicos. Consultar disponibilidad de colores. No está incluida la columna vertical de hormigón ni escaleras de ingreso.

Especificaciones de implantación:

- Profundidad de la Pileta: 1,2m mínimo
- Requerimiento hidráulico para bomba (no incluida en el producto): 17.000L/h a 22m.
- Suministro de agua: Tubería PVC Tigre clase 10 $\varnothing$ 50mm. Se deben colocar los ingresos de agua bajo el hormigón previamente a la instalación del juego
- Zona de caída: espacio destinado para la caída libre de las personas a la pileta. Las dimensiones mínimas son: 9 m de largo y 4m de ancho, libres y sin obstáculos.
- Dimensiones de columna: 4m de altura por $\varnothing$ 50cm

g) Kamikaze chico

Art. 8036 - Kamikaze chico - Primer piso
- Acuáticos



Figura 3.3.7.10 Kamikaze chico (fuente: Crucijuegos S.R.L.)

- Capacidad: 1 persona
- Rango de edad: 12 a 65 años
- Medidas generales: 4,7 m x 1m x 10,5m
- Peso: 240 kg

- Altura de Salida: 4m
- Tiempo de instalación: 15 horas
- Recorrido: 11m

Especificaciones generales:

Tobogán Acuático fabricado en P.R.F.V. Incluye soportes metálicos. Consultar disponibilidad de colores. No está incluida la columna vertical de hormigón ni escaleras de ingreso.

Especificaciones de implantación:

- Profundidad de la Pileta: 1,2m mínimo
- Requerimiento hidráulico para bomba (no incluida en el producto): 17.000L/h a 13,5m.
- Suministro de agua: Tubería PVC Tigre clase 10 $\varnothing$ 50mm. Se deben colocar los ingresos de agua bajo el hormigón previamente a la instalación del juego.
- Zona de caída: espacio destinado para la caída libre de las personas a la pileta. Las dimensiones mínimas son: 7m de largo y 4m de ancho, libres y sin obstáculos.
- Dimensiones de columna: 4m de altura por $\varnothing$ 50cm

h) Torre triple magnum (2do piso)

Art. 8045 - Torre Triple Magnum
— Acuáticos



Figura 3.3.7.11 Torre triple magnum (fuente: Crucijuegos S.R.L.)

- Capacidad: 3 personas
- Rango de edad: +6 años

- Medidas generales: 12,5m x 7m x 10,2m
- Peso: 1.650 kg
- Altura de Salida: 6,3m
- Recorrido: Kamikaze 15,4m/ Rulo giro 32m c/u
- Tiempo de instalación: 5 días

Especificaciones generales

Toboganes acuáticos sin estructura. Ideales para hoteles y parques acuáticos que deseen un sector de entretenimiento para toda la familia. Construidos en fibra de vidrio reforzada y fabricados con las máximas normas de seguridad. Amurado a plataforma de hormigón por medio de pernos de anclaje y mortero de inyección. No están incluidas la torre principal ni las escaleras de ingreso.

Especificaciones de implantación:

- Profundidad de la Pileta: 1,2 m mínimo
- Requerimiento hidráulico para bomba (no incluida en el producto): 45.000 L/h a 17,5m.
- Suministro de agua: Tubería PVC Tigre clase 10 $\varnothing$ 75mm.

i) Kamikaze con onda triple

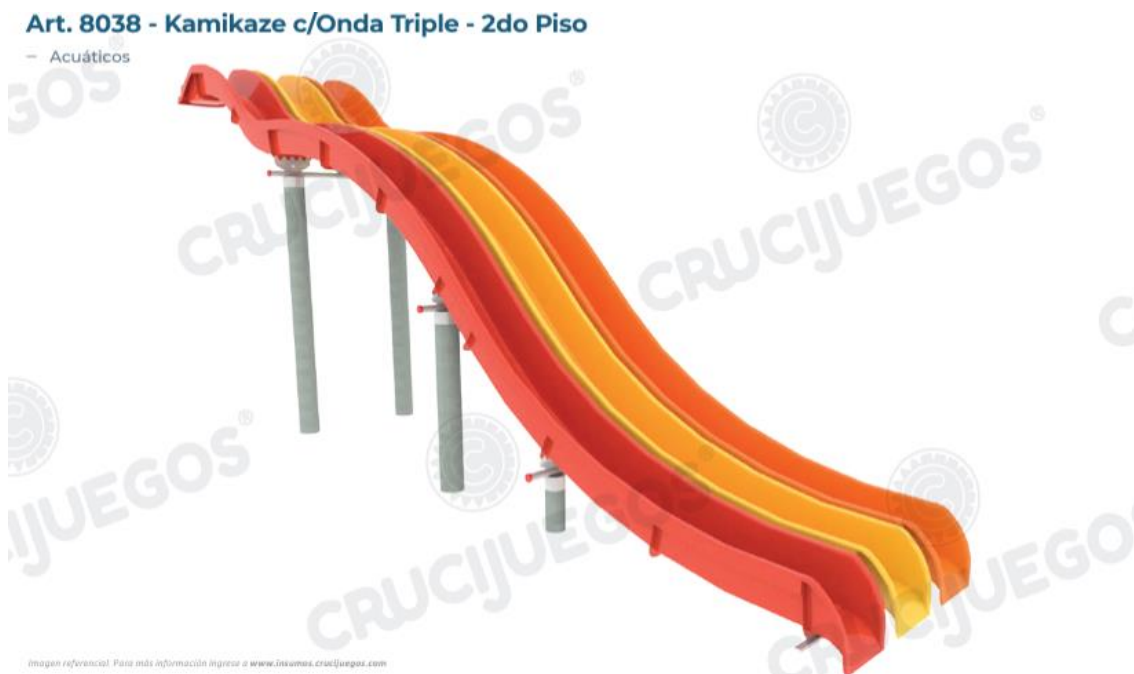


Figura 3.3.7.12 Kamikaze con onda triple (fuente: Crucijuegos S.R.L.)

- Capacidad: 1 persona
- Rango de edad: 8 a 65 años
- Medidas generales: 7,5m x 3,5m x 17,5 m
- Peso: 650 kg

- Altura de Salida: 7m
- Tiempo de instalación: 2 días

Especificaciones generales:

Tobogán Acuático fabricado en P.R.F.V. Incluye soportes metálicos. Consultar disponibilidad de colores. No está incluida la columna vertical de hormigón ni escaleras de ingreso.

Especificaciones de implantación:

- Profundidad de la Pileta: 1,2 m mínimo
- Requerimiento hidráulico para bomba (no incluida en el producto): 45.000 L/h a 18m.
- Suministro de agua: Tubería PVC Tigre clase 10 $\varnothing 75\text{mm}$.
- Se deben colocar los ingresos de agua bajo el hormigón previamente a la instalación del juego.
- Área de seguridad: Se requiere un área de seguridad de 2m hacia cada lado del tobogán

3.4 Diseño final

En función de lo desarrollado anteriormente, se dimensionaron las distintas partes del parque y se obtuvo un diseño final (véase plano 3).

Como ilustración, se adjuntan las siguientes imágenes:



Figura 3.4.1 Vista general del parque (fuente: elaboración propia)



Figura 3.4.2 Vista general del parque (fuente: elaboración propia)

4. Accesos

4.1. Análisis de TMDA

De la misma manera que se calculó la cantidad de posibles visitantes al parque en verano, se realizará el cálculo para el resto del año, tomando como base también el resultado de las encuestas.

Irías a un parque acuático?

106 respuestas

 Copiar

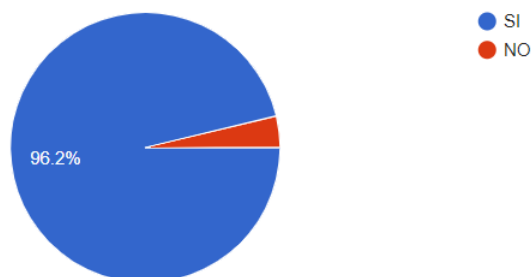


Figura 4.1.1 Porcentaje de personas que asistirán a un parque acuático según encuesta (fuente: elaboración propia)

Con qué frecuencia irías al parque acuático en verano?

105 respuestas

 Copiar

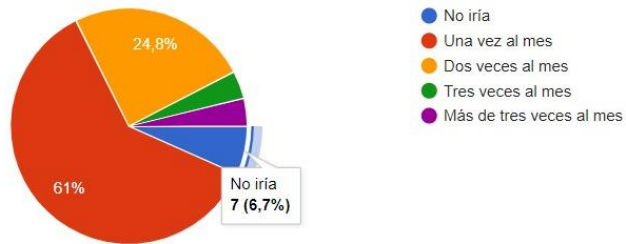


Figura 4.1.2 Frecuencia con la que las personas asistirán a un parque acuático en verano según encuesta (fuente: elaboración propia)

Con qué frecuencia irías el resto del año?

105 respuestas

 Copiar

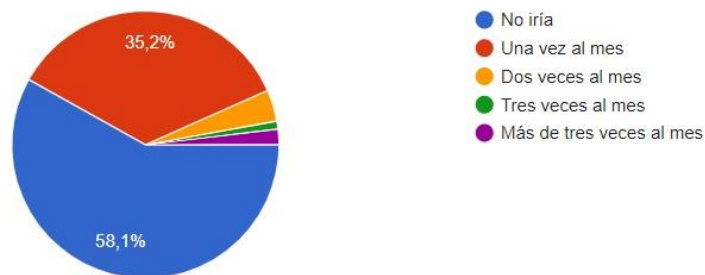


Figura 4.1.3 Frecuencia con la que las personas asistirían a un parque acuático el resto del año según encuesta (fuente: elaboración propia)

Que días visitarías el parque?

103 respuestas

 Copiar

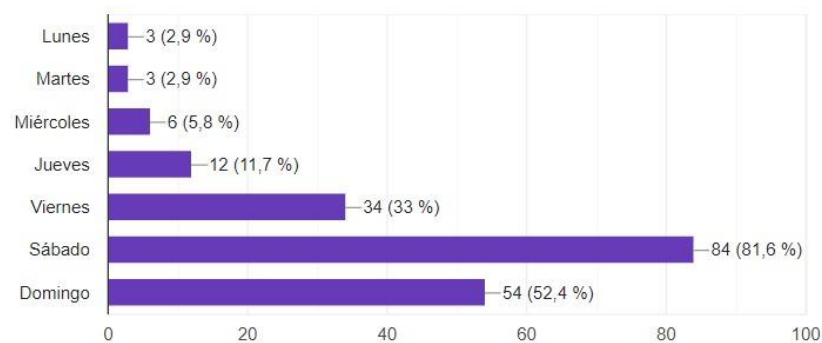


Figura 4.1.4 Días en los que las personas asistirán a un parque acuático según encuesta (fuente: elaboración propia)

Tomando como referencia, el cálculo realizado en el capítulo 3, en el que también se hace uso de las encuestas.

- Verano

Tabla 4.1.1 Cantidad de visitantes en verano (fuente: elaboración propia)

Días	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Visitas al año	529.100	529.100	529.100	529.100	529.100	529.100	529.100
Visitas en verano	307.407	307.407	307.407	307.407	307.407	307.407	307.407
Visitas en mes	102.469	102.469	102.469	102.469	102.469	102.469	102.469
Personas en mes	77.484	77.484	77.484	77.484	77.484	77.484	77.484
Personas en la semana	19.371	19.371	19.371	19.371	19.371	19.371	19.371
Personas por día	562	562	1.124	2.266	6.392	15.807	10.150
Autos por día	123	123	246	497	1.402	3.466	2.225

- Resto del año

Tabla 4.1.2 Cantidad de visitantes el resto del año (fuente: elaboración propia)

Días	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Visitas al año	529.100	529.100	529.100	529.100	529.100	529.100	529.100
Visitas en verano	221.693	221.693	221.693	221.693	221.693	221.693	221.693
Visitas en mes	24.633	24.633	24.633	24.633	24.633	24.633	24.633
Personas en mes	9.338	9.338	9.338	9.338	9.338	9.338	9.338
Personas en la semana	2.334	2.334	2.334	2.334	2.334	2.334	2.334
Personas por día	68	68	135	273	770	1.905	1.223
Autos por día	15	15	30	60	169	418	268

A partir de estos valores obtenidos, a lo largo del año, se puede calcular el Tránsito Medio Diario Anual como un promedio aritmético.

TMDA= 398 vehículos/día

También se tiene en cuenta el ingreso y circulación de tránsito pesado al parque acuático, previendo la entrega de mercaderías para los locales de comida como así también de materiales de limpieza y productos químicos para las distintas piletas.

Se prevé la entrada de dos camiones por día, siendo el tránsito medio diario anual de vehículos pesados:

TMDA VP= 2 vehículos/día

TMDA diseño = 400 vehículos/día

4.2 Clasificación funcional del camino

La clasificación funcional del camino considera el servicio que brindará y la importancia del mismo, clasificándose en arteriales (preponderancia del tránsito de paso), colectores (Equilibrio entre tránsito de paso y la accesibilidad) y locales (significativa importancia del acceso a la propiedad).

En este caso se trata de un camino local, ya que la única finalidad del mismo es el acceso al parque acuático.

4.3 Categoría del camino

Se clasifica según el TMDA de diseño, que para esta situación es de TIPO BAJO VOLUMEN-CATEGORIA IV.

De la planilla resumen de las características de diseño geométrico de la actualización 2010 de la DNV, se adoptaron los siguientes parámetros de diseño con algunas consideraciones:

- TMDA entre 150 y 500 v/d
- Número de carriles: 2
- Velocidad directriz: 50 km/h
- Distancia de detención: 63 m
- Distancia de adelantamiento: 330 m
- Distancia de decisión: 150 m
- Peralte máximo adoptado: 6%
- Radio máximo de curva horizontal deseable: 290 m
- Radio máximo de curva horizontal absoluto: 90 m
- Pendiente longitudinal máxima deseable: 6%
- Pendiente longitudinal máxima admisible: 8%
- Ancho de calzada: 7 m
- Ancho de banquina s/pav: 2 m
- Ancho total de coronamiento: 11 m
- Talud terraplén: menor o igual a 1:4
- Zona despejada: 3 m
- Zona de camino: 70 m

4.4. Datos de estudio de suelo

Como se explicó en el Capítulo 2.5, al no tener datos de estudios de suelo en el terreno de emplazamiento, se tomará como referencia para el cálculo del acceso de pavimento de hormigón una serie de ensayos SPT que fueron ejecutados en la ciudad de Posadas.

Tabla 4.4.1. Descripción de perfil estratigráfico (SPT). Perforación 1. (Fuente: Estudio Sigma SRL, 2022)

Perforación P1:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
	S.U.C.S.	H.R.B.			
0,00 – 0,50	-	-	Suelo de relleno.	-	-
0,50 – 1,00	ML	A7-6	Limo inorgánico, color rojizo. Contenido de material fino 93%.	-	-
1,00 – 1,60	SC	A2-6	Arena arcillosa con gravillas, color rojizo. Contenido de material fino 26%.	Consistente	Mediana
1,60	-	-	Roca. Se produce rechazo al avance del ensayo SPT.	-	Muy densa

Tabla 4.4.2. Descripción de perfil estratigráfico (SPT). Perforación 2. (Fuente: Estudio Sigma SRL, 2022)

Perforación P2:

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
	S.U.C.S.	H.R.B.			
0,00 – 0,50	SC	A-6	Arena arcillosa con gravillas, color rojizo. Contenido de material fino 47%.	-	-
0,50 – 1,00	ML	A7-6	Limo inorgánico, color rojizo. Contenido de material fino 90%.	-	-
1,00 – 2,00	GP-GC	A-1-a	Grava arcillosa mal graduada, color rojizo. Contenido de material fino 7%.	-	Densa
2,00 – 4,00	SW-SM / SP-SM	A-1-b	Arena limosa bien graduada y mal graduada, color rojizo. Contenido de material fino entre 5% y 9%.	-	Muy densa
4,00 – 5,00	SM	A2-4	Arena limosa, color rojizo. Contenido de material fino 25%.	-	Muy densa
5,00 – 5,05	GP	A-1-a	Grava mal graduada, color rojizo. Contenido de material fino 1%.	-	-
5,05	-	-	Roca. Se produce rechazo al avance del ensayo SPT.	-	Muy densa

Tabla 4.4.3. Descripción de perfil estratigráfico (SPT). Perforación 3. (Fuente: Estudio Sigma SRL, 2022)

Perforación P3

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN	CONSISTENCIA	DENSIDAD RELATIVA
	S.U.C.S.	H.R.B.			
0,00 – 1,00	CL	A-6	Arcilla inorgánica de plasticidad media, color rojizo. Contenido de material fino 79%.	-	-
1,00 – 4,00	CL	A7-6	Arcilla inorgánica de plasticidad media con gravillas en estrato inferior, color rojizo. Contenido de material fino 92%.	Media y Consistente	-
4,00 – 6,80	ML	A7-6	Limo inorgánico con gravillas, color rojizo. Contenido de material fino 92%.	Consistente y Muy consistente	Mediana
6,80	-	-	Roca. Se produce rechazo al avance del ensayo SPT.	-	Muy densa

4.5. Diseño estructural vial

4.5.1. Introducción

Se plantea la ejecución de pavimento rígido como acceso (véase plano 16), teniendo la misma entrada desde la autovía RN 12, con una extensión de 1,13 km; mientras que con respecto al estacionamiento se propone un enripiado de 10 cm de espesor junto a una base de 15 cm de estabilizado granular.

Se dispone de esta manera para mantener la uniformidad de modalidad estructural, así como también para permitir el acceso los 365 días del año. En cuanto al estacionamiento, se plantea dicha solución para abaratar costos, debido a las grandes dimensiones que el mismo posee.

Se procederá al diseño del paquete estructural para la calzada del anteproyecto.

Teniendo en cuenta la diversificación del tránsito, entre ellos el tránsito pesado necesario para el abastecimiento de insumos y suministros, como también los vehículos de gran porte, consideramos que la mejor opción de paquete estructural será uno de hormigón, ya que conforma una estructura rígida, capaz de distribuir las cargas en una gran superficie, con pequeñas deflexiones, transmitiendo bajas tensiones a la subrasante. En cambio, un pavimento flexible se comporta mejor con cargas dinámicas, y con respecto al tránsito previsto podría sufrir excesivas deformaciones en las zonas de estacionamiento o en zonas de detención obligada por presencia de barreras o controles para el ingreso al parque acuático.

Si bien una de las características del pavimento rígido es que la losa de hormigón absorbe gran parte de las tensiones, transmitiendo las mismas en menor magnitud al suelo que se encuentra por debajo, el ICPA (Instituto del Cemento Portland Argentino) explica que para evitar la erosión de la interfase losa-apoyo debe construirse una base que se encuentre entre la losa de hormigón y la subrasante, siendo de uso obligatorio en vías de tránsito pesado.

Otros beneficios de construir la base son:

- Mejora la distribución de las cargas.
- Contribuye al drenaje subsuperficial.
- Garantiza un soporte uniforme.
- Constituye una plataforma de trabajo.

Para la subrasante se va a utilizar el mismo suelo que se encuentra en la zona, el cual corresponde a un Tipo A-6 según la tabla 4.4.1, 4.4.2 y 4.4.3, por lo que el mismo debe ser estabilizado para modificar de manera favorable las propiedades del suelo, haciéndolo apto para su uso en el paquete estructural vial. Para la estabilización proponemos una estabilización del tipo físico – químico con la adición de un agente estabilizante como la cal.

El estabilizado de suelo – cal es una mezcla íntima de suelo, cal y agua, la cual compactada a alta densidad se transforma en un material fuerte y durable con buena resistencia a compresión y flexión, manteniéndose estas propiedades a través del tiempo; el mismo tiene un campo de aplicación en suelos limo-arcillosos de tipos A4, A5, A6 y A7 con una proporción de uso entre 2% y 4% del peso de suelo seco. Se adopta en este caso el suelo Tipo A-6, un 2% de cal con respecto del peso de suelo seco, con la principal función de disminuir la plasticidad del suelo.

Para el dimensionamiento del paquete estructural se seguirán las indicaciones de la Guía para el Diseño Estructural de la AASHTO- Edición 1993 (American Association of State Highway and Transportation Officials), complementada con las normas de la Dirección Nacional de Vialidad, Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA) y el ACPA StreetPave (American Concrete Pavement Association).

4.5.2. Cálculo del paquete estructural

En el método AASHTO el diseño del paquete estructural se determina mediante la siguiente expresión:

$$\log(ESAL's) = Z_R S_o + 7,35 \log(e - 1) - 0,06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4,5 - 1,5}\right)}{1 + \frac{1,624 * 10^7}{(e + 1)^{8,46}}} + (4,22 - 0,32 p_t) \log \left(\frac{MR * C_d (e^{0,75} - 1,132)}{215,63 J * \left(e^{0,75} - \left(\frac{18,42}{\left(\frac{E_c}{k} \right)^{0,25}} \right) \right)} \right)$$

Siendo:

- ESAL's: Ejes equivalentes de 18.000 libras previstas.
- Pt: Serviciabilidad final.
- ΔPSI: Pérdida de serviciabilidad.
- ZR: Desvío normal estándar.
- So: Desvío estándar global de la predicción del tránsito y desempeño.

- K: Módulo compuesto de reacción de la subrasante.
- Ec: Módulo de la elasticidad del hormigón.
- MR: Módulo de rotura del hormigón.
- J: Coeficiente de transferencia de cargas.
- e: espesor de la losa de hormigón.
- Cd: Coeficiente de drenaje.

4.5.3. Determinación de ejes equivalentes (ESAL's)

Para el análisis de las solicitaciones que genera el tránsito sobre la estructura se debe transformar el espectro de cargas heterogéneo a un espectro homogéneo, esto significa obtener la equivalencia del número de pasadas de un eje patrón que causa idéntica sollicitación o daño.

La guía AASHTO emplea como eje patrón al que corresponde a una carga de eje simple de 18.000 libras (18 kips) o 8,2 toneladas, determinado como ESAL (Equivalent Simple Axle Load – carga axial simple equivalente).

Para la homogeneización de cargas a ejes equivalentes se deben emplear los factores de equivalencias de cargas, cuyo valor surge de la relación que existe entre la cantidad de repeticiones de cargas de 8,2 toneladas asociadas a una determinada pérdida de serviciabilidad. Como en nuestro país es de 10,5 toneladas, se debe aplicar un factor para pasar de toneladas a libras igual a 2,2.

Entonces el número de ejes equivalentes ESAL's queda en función de la siguiente expresión:

$$ESAL's = 0,5 * TMDA * Fe * Fn * 365 * 2,2 * Vida \acute{u}til$$

Siendo:

- ESAL's: Número equivalente de ejes estándar.
- El factor 0,5 equivale a la distribución del tránsito en los carriles.
- TMDA diseño: número de vehículos que se estima que transitará durante la vida útil.
- Fe (factor de equivalencia total): Efectúa la conversión al vehículo tipo de 2 ejes de 18.000 lbs.
- Fn: Factor por número de trochas.
- El valor de 2,2 es un factor de conversión de libras a toneladas.
- El período de análisis (vida útil) es igual a 30 años.

Para el cálculo del Fe se utiliza la siguiente Tabla N° 4.5.3.1., donde se observan los factores de equivalencia que brinda la Dirección Nacional de Vialidad para la verificación de pavimentos de la red; a estos factores para ser utilizados en pavimentos rígidos se la mayor un 50%.

Tabla N° 4.5.3.1. Factores de equivalencia. (Fuente: Dirección Nacional de Vialidad)

Tipo de Vehículo	Configuración de ejes	Factor "c"	F. Camión Flexible	F. Camión Rígido
Automóviles	11	0,01	0,044	0,066
Ómnibus	11	0,07	0,308	0,462
Camiones sin acoplado	11	0,6	2,64	3,96
	12	0,38	2,508	3,762
Camiones con acoplado	11-11	0,6	5,28	7,92
	11-12	0,39	4,29	6,435
	12-11	0,47	5,17	7,755
	12-12	0,32	4,224	6,336
Semirremolque	111	0,54	3,564	5,346
	112	0,45	3,96	5,94
	113	0,41	4,51	6,765
	122	0,35	3,85	5,775
	123	0,4	5,28	7,92

Tipo de vehículos	Automóviles	Camiones con acoplado
Vehículos por día	398	2
Porcentaje de tipo de vehículo	99,5%	0,05%
Factor "c"	0,01	0,6
N° de ejes	2	4
Fe	0,02	0,0012
Fe total	0,02	

Para un camino de dos carriles resulta indistinto, ya que el tránsito por dirección se canaliza en esa trocha; por lo tanto, el factor "Fn" (Tabla 4.5.3.2.) adoptado resulta ser:

$$F_n = 1$$

Tabla 4.5.3.2. Factor por número de trochas. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

Número de trochas en cada dirección	LD
1	1,00
2	0,80 – 1,00
3	0,60 – 0,80
4	0,50 – 0,75

$$ESAL's = 0,5 * 400 \text{ veh\acute{u}culos/d\acute{a}a} * 0,0211 * 1 * 365 * 2,2 * 20 = 67.773,2$$

$$1,5 * ESAL's = 101.659,8$$

4.5.4. Pérdida de serviciabilidad

La serviciabilidad es la capacidad del pavimento de servir al tránsito que circula por el camino. La serviciabilidad inicial P_o representa la condición del pavimento inmediatamente después de la construcción, y se adopta 4,5 para pavimentos rígidos según el Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA) mientras que la serviciabilidad final representa el nivel que el pavimento requiere para ser rehabilitado y varía entre 2 y 3, adoptándose 2 para el proyecto.

Entonces: $P_{so}=4,5$; $P_{st}=2 \Rightarrow \Delta P_{si}=2,5$

Tabla 4.5.4.1 Condición por perdida de serviciabilidad. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

PSR	Condición
0 – 1	Muy pobre
1 – 2	Pobre
2 – 3	Regular
3 – 5	Buena
4 – 5	Muy buena

4.5.5. Determinación de la confiabilidad

Esta es la probabilidad de que el pavimento se comporte satisfactoriamente durante su vida útil o periodo de diseño, resistiendo las condiciones de tráfico.

El diseño del pavimento tiene que ser capaz de cumplir una función estructural y funcional, es decir, debe tener la capacidad de soportar las cargas impuestas por el tránsito y, asimismo, brindar seguridad y confort al usuario durante el periodo para el cual fue diseñado; por lo tanto, la confiabilidad está relacionada con la aparición de fallas en el pavimento.

La selección del nivel apropiado de confiabilidad para el diseño de un pavimento está dada por el uso esperado de ese pavimento. Un sub-dimensionado tiene consecuencias más graves para un pavimento en el cual se espera un gran volumen de tránsito que un pavimento que experimentará un bajo volumen de tránsito. En el primer caso, el pavimento alcanzará los niveles mínimos de serviciabilidad antes de lo previsto y será necesario realizar trabajos de reparaciones.

Un nivel de confiabilidad alto implica un pavimento más costoso y por lo tanto mayores costos iniciales, pero también pasará más tiempo hasta que ese pavimento necesite una reparación y por ende los costos de mantenimiento serán menores; por el contrario, un nivel de confiabilidad bajo da pavimentos más económicos, pero con un mayor costo de mantenimiento.

Se adopta en función del tipo de camino según la tabla 4.5.5.1.

Tabla 4.5.5.1. Confiabilidad recomendada en función del tipo de camino. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

Clasificación funcional de la vía	Nivel recomendado de confiabilidad (%)	
	Urbana	Rural
Autopistas	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	75 - 95
Locales	50 - 80	50 - 80

Considerando que el proyecto es sobre una ruta local en zona urbana, se adopta una confiabilidad de 75%.

4.5.6. Determinación de desvío estándar

El desvío estándar es una medida de variabilidad de los datos y su desvío con respecto al valor medio representa la dispersión entre el desempeño predicho y el desempeño real.

Como es muy difícil medir la variabilidad de cada uno de los parámetros, la AASHTO recomienda adoptar este factor en función de la varianza del tránsito en el futuro.

Según la tabla 23, se adopta un desvío estándar para pavimento rígido con error en la predicción del tránsito de 0,39.

$$S_o = 0,39\%$$

Tabla 4.5.6.1. Desvío estándar recomendado. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

Condición de diseño	Desvío Estándar
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito	0,34 (pavimentos rígidos)
	0,44 (pavimentos flexibles)
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito	0,39 (pavimentos rígidos)
	0,49 (pavimentos flexibles)

4.5.7. Coeficiente de transferencia de cargas (J)

Este coeficiente es un factor que representa la capacidad que tiene una losa del pavimento de transmitir las fuerzas cortantes generadas por las cargas de tránsito a las losas adyacentes a efectos de minimizar las deformaciones y los esfuerzos en la estructura del pavimento; mientras mejor sea la transferencia de cargas mejor será el comportamiento de las losas. Las cargas de tránsito son transmitidas de una losa a otra mediante las juntas con el objetivo de reducir las deflexiones en las mismas (Fig. 4.5.7.1.), por lo que este factor depende básicamente de si cuenta con pasadores o no en sus juntas transversales, y si cuentan con algún soporte de rigidización en el borde de calzada.



Figura 4.5.7.1. Esquema de transferencia de carga longitudinal. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

De la tabla 4.5.7.1 se obtiene que para pavimentos con juntas y pasadores, teniendo en cuenta que el cordón actuará como un soporte de borde y que el número de ESAL's es menor a 0,3 millones, por lo tanto, el valor de "J" sugerido es de 3,2.

Tabla 4.5.7.1. Valores sugeridos para factor de transferencia de carga “J”. (Fuente: ICPA, 1995).

ESAL's (Millones)	Pavimento de hormigón simple y reforzado con juntas (c/pasadores)		Pavimento de hormigón simple (s/pasadores)	
	No	Si	No	Si
<0,3	3,2	2,7	3,2	2,8
0,3-1	3,2	2,7	3,4	3
1-3	3,2	2,7	3,6	3,1
3-10	3,2	2,7	3,8	3,2
10-30	3,2	2,7	4,1	3,4
>30	3,2	2,7	4,3	3,6

4.5.8. Determinación del coeficiente de drenaje “CD”

El drenaje es un factor importante en el comportamiento de la estructura del pavimento a lo largo de su vida útil, siendo su principal objetivo reducir la máxima cantidad de agua que llega a la vía para evitar el deterioro del pavimento y reducir los accidentes de los usuarios.

El exceso de agua en los suelos o en la estructura de una vía afecta sus propiedades geotécnicas, los mecanismos de transferencia de carga, presiones de poros, presiones hidrostáticas e incrementa la susceptibilidad a los cambios volumétricos. Por tal motivo es una de las causas más relevantes del deterioro prematuro de la infraestructura vial.

El manual AASHTO específicamente indica que el agua presente en el pavimento puede generar los siguientes daños:

- Migración de partículas de suelo, creando problemas de erosión.
- Fallas producidas por un escurrimiento incontrolado que llevan a la saturación, exceso de subpresión o exceso de fuerzas de filtración.
- Ablandamiento de la subrasante cuando ésta se satura y permanece saturada durante un prolongado período.
- Degradación de la calidad del material del pavimento por acción de la humedad, por ejemplo: descascaramiento o peladuras en pavimentos asfálticos y fisuras de durabilidad en pavimentos de hormigón.

El método AASHTO tiene en cuenta este efecto mediante un coeficiente de drenaje Cd que depende fundamentalmente del tiempo que tarda la estructura en expulsar el agua infiltrada, calificando el drenaje de excelente a muy pobre.

En función de las características del suelo de subbase (A-6), se cree apropiado definir la capacidad de drenaje como “Pobre” por ser un suelo arcilloso el cual cuenta con un alto grado de impermeabilidad.

Considerando un porcentaje mayor al 25% del tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación y considerando una

calidad de drenaje “pobre”, adoptamos de la tabla 4.5.8.1 el coeficiente de drenaje “Cd” a emplear en el cálculo.

$$Cd = 0,8$$

Tabla 4.5.8.1. Valores recomendados para el coeficiente de drenaje “CD”. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

Calidad de drenaje	Porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	< 1 %	1 – 5 %	5 – 25 %	> 25 %
Excelente	1,25 – 1,20	1,20 – 1,15	1,15 – 1,10	1,10
Bueno	1,20 – 1,15	1,15 – 1,10	1,10 – 1,00	1,00
Regular	1,15 – 1,10	1,10 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90
Pobre	1,10 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80
Muy pobre	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80 – 0,70	0,70

4.5.9. Determinación del módulo de la reacción de la subrasante

La resistencia de la subrasante se obtiene mediante el módulo de reacción del suelo (k), que nos da idea de cuánto se asienta la subrasante cuando se le aplica un esfuerzo de compresión.

La forma de obtener este parámetro es mediante una prueba de carga sobre placa; pero la misma requiere de tiempo y es costosa, con lo cual el valor de k es estimado generalmente por correlación con otros ensayos simples, tal como el valor del CBR.

Según los ensayos de suelo realizados y analizados en la tabla 4.4.1, 4.4.2 y 4.4.3, se estima que el suelo de la subrasante será un A-6.

Por la gran amplitud que se representa, adoptamos como valor soporte CBR medio dentro del espectro, tomando como referencia resultados de ensayos de laboratorio realizados por el Instituto de asfalto realizados en 1982, por lo tanto:

Tabla 4.5.9.2. Correlaciones entre CBR y MR. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

Tipo de Sue	% CBR	MR en (psi)
Arena	31	46500
Limo	20	30000
Arena magra	25	37500
Limo - arcilla	25	37500
Arcilla limosa	8	11400
Arcilla pesada	5	7800

$$CBR \approx 5\%$$

El manual de AASHTO ofrece correlaciones para estimar el módulo resiliente (MR), para nuestro caso, al ser menor al 10%, se debe emplear la siguiente correlación:

$$MR = 1500 * CBR = 7.500 \text{ psi.}$$

Dicho módulo es una indicación del comportamiento del material bajo cargas repetidas. A medida que el material es sujeto a la acción de la carga, se deforma y recupera cuando se quita la carga; sin embargo, nunca recupera su forma original, por lo que alguna deformación permanente ocurre. Esta deformación se denomina plástica, mientras que la deformación recuperable es la deformación “resiliente”. La magnitud relativa de las deformaciones plástica y resiliente influyen el comportamiento del material

Es muy difícil asignar valores típicos de módulo resiliente para cada tipo de suelo; el valor no sólo está afectado por variables de construcción, sino también por tipo de suelo, granulometría y contenido de humedad, por lo que es recomendable que cada repartición vial debe investigar los suelos de su zona para encontrar correlaciones con el módulo resiliente que sirvan para futuros proyectos.

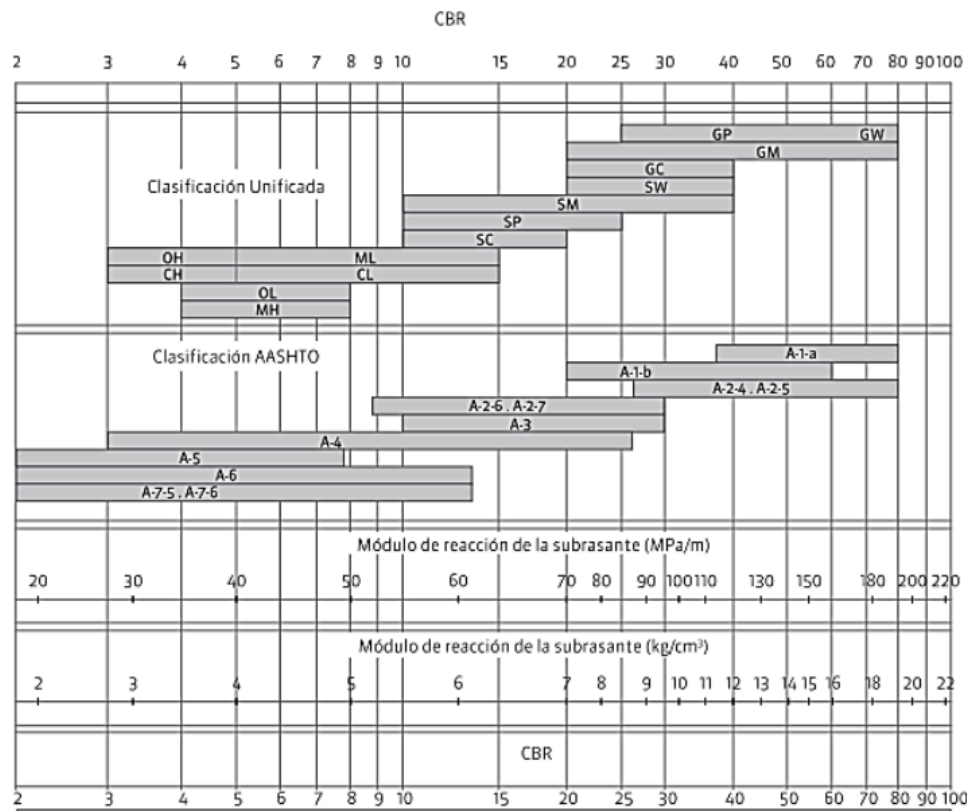


Fig 4.5.9.1. Correlación entre CBR y clasificación de suelos. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

En la Guía de diseño AASHTO 1993, el módulo resiliente reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, subbase y base.

En el método AASHTO deben emplearse valores medios resultantes de los ensayos de laboratorio dado que las incertidumbres son tomadas en cuenta en la confiabilidad R.

4.5.10. Determinación del módulo de reacción compuesto de la subrasante

Debido a la baja capacidad soporte de la subrasante será necesario interponer una base de calidad superior a esta sobre la cual se construirá la capa de hormigón, permitiendo aumentar el módulo k , mediante el criterio denominado “Módulo de Reacción Combinado (k_c)”. Se propone una base de relleno de densidad controlada (RDC) con un espesor de 15 cm (5,9 pulgadas), con una cantidad mínima de cemento de 150 kg/m³.

El material resultante tiene como ventaja ser de una fluidez tal que permite el total relleno de oquedades e intersticios que existan en la superficie de apoyo.

En la tabla 4.5.10.1 se puede observar que para base granular tratada con cemento el módulo de elasticidad varía entre 1.000.000 psi a 2.000.000 psi; adoptando un valor de 1.000.000 psi como módulo de elasticidad para la base e ingresando a la figura 4.5.10.1, según el manual AASHTO, con el módulo resiliente de la subrasante, el espesor propuesto de la base y el módulo de elasticidad de la base propuesta, se estima el módulo compuesto de reacción (k_c). Como se puede ver, la pérdida de soporte varía en un rango de 0-1, y para estar del lado de la seguridad se adopta una pérdida de soporte (LS) = 1

Tabla 4.5.10.1. Recomendaciones de módulo de elasticidad y pérdida de soporte. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

Tipo de material	Pérdida de soporte
Base granular tratada con cemento $E = 6,9 \text{ a } 13,8 \text{ GPa } (1 \times 10^6 \text{ a } 2 \times 10^6 \text{ psi})$	0,0 – 1,0
Mezclas de agregados con cemento $E = 3,4 \text{ a } 6,9 \text{ GPa } (5 \times 10^5 \text{ a } 1 \times 10^6 \text{ psi})$	0,0 – 1,0
Base tratada con asfalto $E = 2,4 \text{ a } 6,9 \text{ GPa } (3,5 \times 10^5 \text{ a } 1 \times 10^6 \text{ psi})$	0,0 – 1,0
Mezclas bituminosas estabilizadas $E = 276 \text{ a } 2070 \text{ MPa } (4 \times 10^4 \text{ a } 3 \times 10^5 \text{ psi})$	0,0 – 1,0
Estabilizado con cal $E = 138 \text{ a } 483 \text{ MPa } (2 \times 10^4 \text{ a } 7 \times 10^4 \text{ psi})$	1,0 – 3,0
Base granular no tratada $E = 103 \text{ a } 310 \text{ MPa } (1,5 \times 10^4 \text{ a } 4,5 \times 10^4 \text{ psi})$	1,0 – 3,0
Materiales naturales de subrasante $E = 21 \text{ a } 276 \text{ MPa } (3 \times 10^3 \text{ a } 4 \times 10^4 \text{ psi})$	2,0 – 3,0

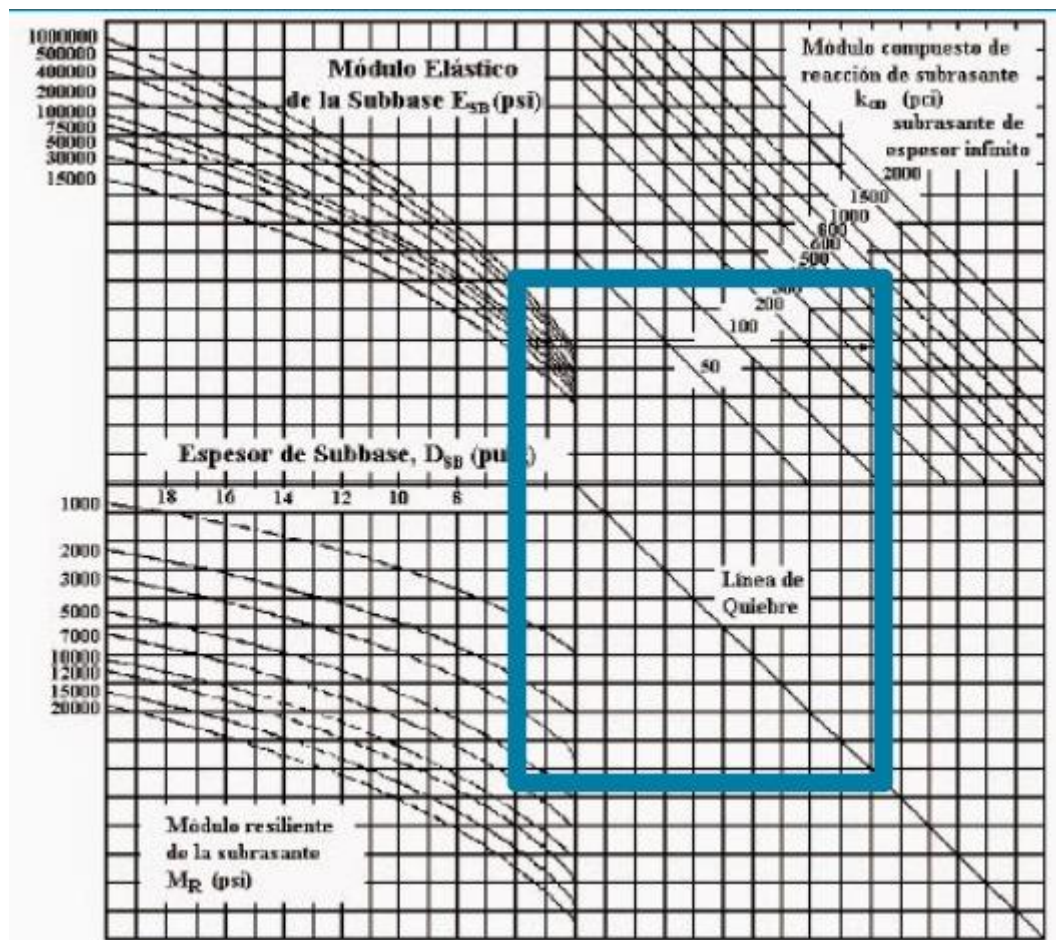


Fig 4.5.10.1. Módulo compuesto de la subrasante. (Fuente: Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

Se adopta:

$$K_c = 800 \text{ pci} = 217,6 \text{ KPa/mm}$$

4.5.11. Determinación del módulo efectivo de la subrasante

El módulo de reacción efectivo tiene en cuenta el aporte de las diferentes capas y la pérdida de soporte que puede ocurrir debido a la erosión de la base.

Ingresando a la Fig. 56 con el módulo de reacción compuesto de 800 psi y una pérdida de soporte de 1, se estima el valor efectivo del módulo de reacción k efectivo de la subrasante.

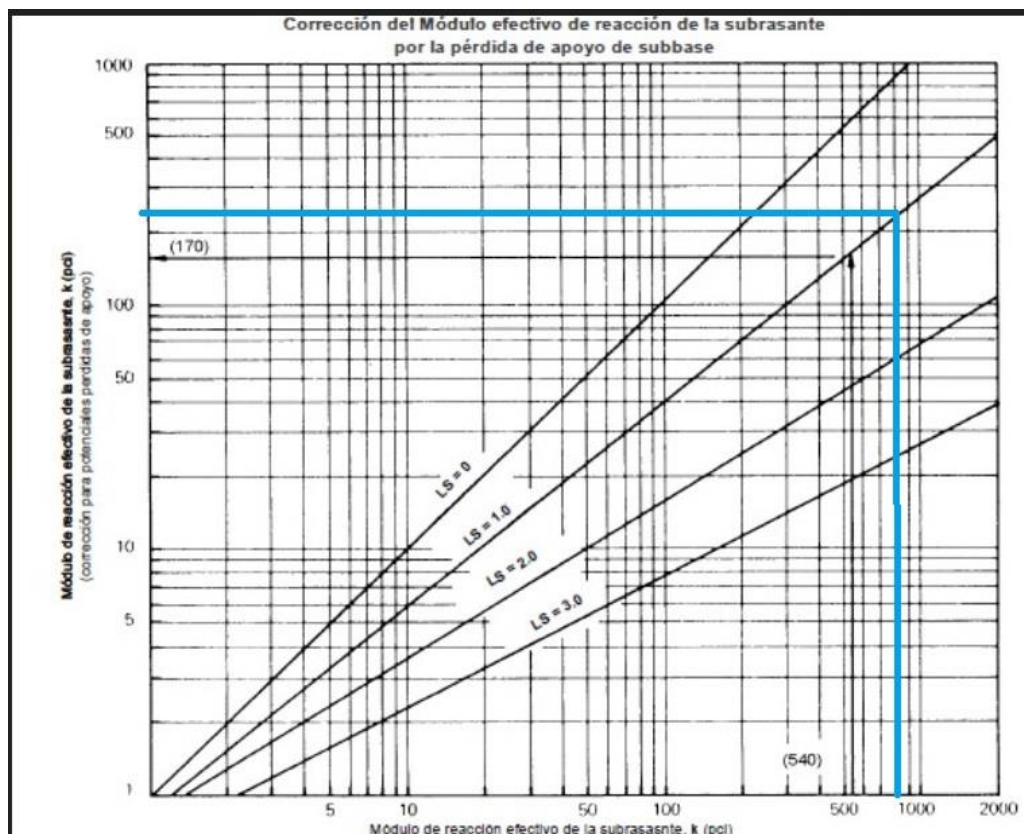


Fig 4.5.11.1. Módulo efectivo de la subrasante. (Fuente Manual de diseño de pavimentos AASHTO, 1993)

Se adopta:

$$K \text{ efectivo} = 225 \text{ pci} = 61,2 \text{ KPa/mm}$$

4.5.12. Determinación del módulo elástico medio del hormigón

Por el tipo de vía y considerando que pasarán por las mismas cargas pesadas el tipo de hormigón adoptado será un H-30.

Para el cálculo del módulo elástico aplicamos la fórmula recomendada por el Manual AASHTO.

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'c} = 4.700 * \sqrt{30 \text{ MPa}} = 25.742,96 \text{ Mpa} = 3.733.707,46 \text{ psi}$$

Donde:

- E_c : módulo elástico del hormigón en psi.
- $f'c$: resistencia a la compresión simple en psi.

Según el reglamento CIRSOC 201-2005 la resistencia a compresión $f'c$ de un hormigón H-30 es de 30 MPa.

4.5.13. Determinación del módulo de rotura medio del hormigón

Es un parámetro muy importante para el diseño de pavimentos rígidos, ya que es el encargado de controlar las fisuras por fatiga del pavimento, originado por las cargas repetitivas de camiones.

El manual AASHTO brinda correlaciones entre el módulo de elasticidad del hormigón con el módulo de rotura. Lo efectúa mediante la siguiente expresión:

$$f_r = 43,5 * \frac{E_c}{10^6} + 488,5$$

Siendo:

- E_c : Módulo de elasticidad (psi).
- f_r : Módulo de rotura (psi).

Por lo tanto, el módulo de rotura a emplear será:

$$f_r = 43,5 * \frac{3.733.707,46 \text{ psi}}{10^6} + 488,5 \text{ psi} \approx 651 \text{ psi} = 4.488 \text{ MPa}$$

4.5.14. Cálculo del espesor de la losa de hormigón

Con todas las variables obtenidas (Tabla 4.5.14.), se procede a la resolución de la ecuación propuesta por la AASHTO mediante el programa de cálculo de AASHTO.

 Ecuación AASHTO 93

CÁLCULO DE LAS ECUACIONES AASHTO 1993 (2.0)
 Desarrollado por: Luis Ricardo Vásquez Varela. Ingeniero Civil. Manizales, 2004.

Tipo de Pavimento
☐ Pavimento flexible
☒ Pavimento rígido

Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So)
 75 % $Z_r = -0.674$ So 0.39

Serviciabilidad inicial y final
 PSI inicial 4.5 PSI final 2

Módulo de reacción de la subrasante
 k 225 pci

Información adicional para pavimentos rígidos

Módulo de elasticidad del concreto - E_c (psi) 3733707
 Módulo de rotura del concreto - S_c (psi) 651

Coeficiente de transmisión de carga - (J) 3.2
 Coeficiente de drenaje - (Cd) 0.8

Tipo de Análisis
☒ Calcular D
☐ Calcular W18
 W18 = 101659.8

Espesor de losa (plg)
 D = 5.00 mín.

Observaciones
ADVERTENCIA: Se reporta el espesor mínimo de losa del rango del nomograma AASHTO

En base al cálculo realizado, se satisface la expresión empleando un espesor para el hormigón de 5 pulgadas (12,7 cm). Por lo que, por cuestiones constructivas y simplificativas, se adopta el espesor mínimo de losa del rango del nomograma AASHTO de 15 cm.

En la disposición de las losas, se sabe que el área máxima es de 16 metros cuadrados, por lo tanto, se plantea un paño de 3,5x3m. Luego, teniendo en cuenta el espesor de la losa de hormigón de 15cm, se adopta un diámetro de 25mm para los pasadores.

4.6. Verificación por el método de la PCA

Luego de realizar el dimensionado del paquete estructural por el método de la AASHTO y adoptar un espesor de losa de hormigón H-30 de 15cm, se verifica el mismo por el método proporcionado por el Instituto del Cemento Portland Argentino para pavimentos urbanos de cemento portland, que consiste en verificar que el espesor de la losa de pavimento no experimente fallas por fatiga ni erosión a lo largo de su vida útil.

Como la capacidad estructural del pavimento está medida por el número de cargas por eje que puede soportar sin fallas, la capacidad consumida para cualquier edad considerada es la suma de la fatiga consumida por cada grupo de cargas por eje.

En función del tránsito pesado que solicitará la losa, se calcula el número de repeticiones por tipo de eje a lo largo de la vida útil. Este valor se compara con las repeticiones permitidas que se obtienen en las Figuras 4.6.3.1 y 4.6.3.2, teniendo en cuenta la relación entre la tensión de cálculo y la tensión de rotura.

Procesando los datos necesarios para realizar la verificación, se obtiene el porcentaje de consumo de fatiga y erosión:

- Hormigón H-30 con un espesor de 15 cm.
- Tensión de rotura del hormigón: $MR = 45,76 \text{ kg/cm}^2 = 4.488 \text{ Mpa}$. (calculado en 4.5.13).
- Base de relleno de densidad controlada (RDC) o Espesor = 15 cm. o $K_{efectivo} = 800$
 $pci = 217,6 \text{ Mpa/m}$
- Vida útil: 20 años. • F.S.= 1 (adoptado de Figura 4.6.1).
- Tránsito: En función del tránsito de diseño igual a 400 vehículos por día y del porcentaje de vehículos pesados, se realiza la verificación a la fatiga para las siguientes cargas a lo largo de su vida útil:
 - Camiones con acoplado: 0,05%, se considera como vehículo con 14 toneladas por eje.

Los valores recomendados por la PCA son:

- Autopistas y rutas de alto volumen de tránsito pesado, donde sea requerido un flujo ininterrumpido del tránsito, $FSC=1,2$.
- Rutas y arterias importantes con moderado volumen de tránsito pesado, $FSC=1,1$.
- Rutas y otras vías de bajo volumen de tránsito pesado y calles residenciales, $FSC=1,0$.

Figura 4.6.1. Factor de seguridad de cargas. (Fuentes: Instituto del cemento portland argentino, 2015.)

4.6.1. Determinación de ejes equivalentes para vehículos pesados (ESAL's)

Se ejecuta el mismo procedimiento realizado en el capítulo 4.5.3. Utilizando únicamente los valores adoptados para el tránsito pesado, los cuales son analizados por el método en cuestión.

Se utiliza la siguiente fórmula.

$$ESAL's = 0,5 * TMDA_{diseño} * Fe * Fn * 365 * 2,2 * vida\ útil$$

$$ESAL's = 0,5 * 2 * 2,4 * 1 * 365 * 2,2 * 20 = 38544$$

4.6.2. Cálculo de repeticiones esperadas

Para el cálculo de las repeticiones esperadas de una carga se tienen en cuenta diferentes datos y factores, detallados a continuación:

- Cantidad de vehículos pesados por día.
- Período de diseño.
- Factor de proyección.
- Factor de distribución por sentido.
- Factor de distribución por trocha.

$$Re = cant\ de\ ejes\ VP / 1000 * VP\ día / 1000 * 365\ días / año * Pd * Fp * Fds * Fdt$$

Para el factor de proyección se toma (FP=1), ya que al igual que en el análisis del tránsito, no se prevé una ampliación del parque por lo tanto no se estima un aumento en el mismo.

Al plantear dos carriles en el acceso, el factor de distribución por sentido se adopta (FDS=0,5). Con el mismo razonamiento el factor de distribución por trocha se adopta (FDT=1).

$$Re = 39 * 0,002 * 365 * 20 * 1 * 0,5 * 1 = 284,7$$

4.6.3. Análisis de fatiga y erosión

El análisis de datos puede verse resumido en las tablas 4.6.3.1. y 4.6.3.3. El mismo fue resuelto empleando la metodología gráfica (Fig. 4.6.3.1 y 4.6.3.2, Tablas 4.6.3.2 y 4.6.3.4) propuesta por el ICPA. Para este caso, el tránsito en análisis se clasifica como eje doble.

Tabla 4.6.3.1. Análisis por fatiga de pavimento rígido. (Fuente: Elaboración propia.)

Cargas		Repeticiones esperadas	Tensión equivalente (MPa)	Relación de tensiones	Repeticiones permitidas	Consumo de fatiga
Peso * FS (Tn)	Peso * FS (KN)					
14	137	285	1.11	0.25	Ilimitadas	0%

Tabla 4.6.3.2. Tensión equivalente para pavimento con banquina no pavimentadas. (Fuente: ICPA, 2015)

Tabla 1a						
Banquinas no pavimentadas.						
(ejes simples / ejes tándem)						
es- pe- lo- sa mm	Módulo K de la subrasante o Kc de la sub base (Mpa / m)					
	20	40	60	80	140	180
100	5,42	4,75	4,38	4,13	3,66	3,45
	4,39	3,83	3,59	3,44	3,22	3,15
110	4,74	4,16	3,85	3,63	3,23	3,06
	3,88	3,35	3,12	2,97	2,76	2,68
120	4,19	3,69	3,41	3,23	2,88	2,73
	3,47	2,98	2,75	2,62	2,40	2,33
130	3,75	3,30	3,06	2,89	2,59	2,46
	3,14	2,68	2,46	2,33	2,13	2,05
140	3,37	2,97	2,76	2,61	2,34	2,23
	2,87	2,43	2,23	2,10	1,90	1,83
150	3,06	2,70	2,51	2,37	2,13	2,03
	2,64	2,23	2,04	1,92	1,72	1,65
160	2,79	2,47	2,29	2,17	1,95	1,86
	2,45	2,06	1,87	1,76	1,57	1,50
170	2,56	2,26	2,10	1,99	1,80	1,71
	2,28	1,91	1,74	1,63	1,45	1,38
180	2,37	2,09	1,94	1,84	1,66	1,58
	2,14	1,79	1,62	1,51	1,34	1,27
190	2,19	1,94	1,80	1,71	1,54	1,47
	2,01	1,67	1,51	1,41	1,25	1,18
200	2,04	1,80	1,67	1,59	1,43	1,37
	1,90	1,58	1,42	1,33	1,17	1,11
210	1,91	1,68	1,56	1,48	1,34	1,28
	1,79	1,49	1,34	1,25	1,10	1,04
220	1,79	1,57	1,46	1,39	1,26	1,20
	1,70	1,41	1,27	1,18	1,03	0,98
230	1,68	1,48	1,38	1,31	1,18	1,13
	1,62	1,34	1,21	1,12	0,98	0,92
240	1,58	1,39	1,30	1,23	1,11	1,06
	1,55	1,28	1,15	1,06	0,93	0,87
250	1,49	1,32	1,22	1,16	1,05	1,00
	1,48	1,22	1,09	1,01	0,88	0,83
260	1,41	1,25	1,16	1,10	0,99	0,95
	1,41	1,17	1,05	0,97	0,84	0,79
270	1,34	1,18	1,10	1,04	0,94	0,90
	1,36	1,12	1,00	0,93	0,80	0,75
280	1,28	1,12	1,04	0,99	0,89	0,86
	1,30	1,07	0,96	0,89	0,77	0,72
290	1,22	1,07	0,99	0,94	0,85	0,81
	1,25	1,03	0,92	0,85	0,74	0,69
300	1,16	1,02	0,95	0,90	0,81	0,78
	1,21	0,99	0,89	0,82	0,71	0,66
310	1,11	0,97	0,90	0,86	0,77	0,74
	1,16	0,96	0,86	0,79	0,68	0,64
320	1,06	0,93	0,86	0,82	0,74	0,71
	1,12	0,92	0,83	0,76	0,66	0,62
330	1,02	0,89	0,83	0,78	0,71	0,68
	1,09	0,89	0,80	0,74	0,63	0,59
340	0,98	0,85	0,79	0,75	0,68	0,65
	1,05	0,86	0,77	0,71	0,61	0,57
350	0,94	0,82	0,76	0,72	0,65	0,62
	1,02	0,84	0,75	0,69	0,59	0,55

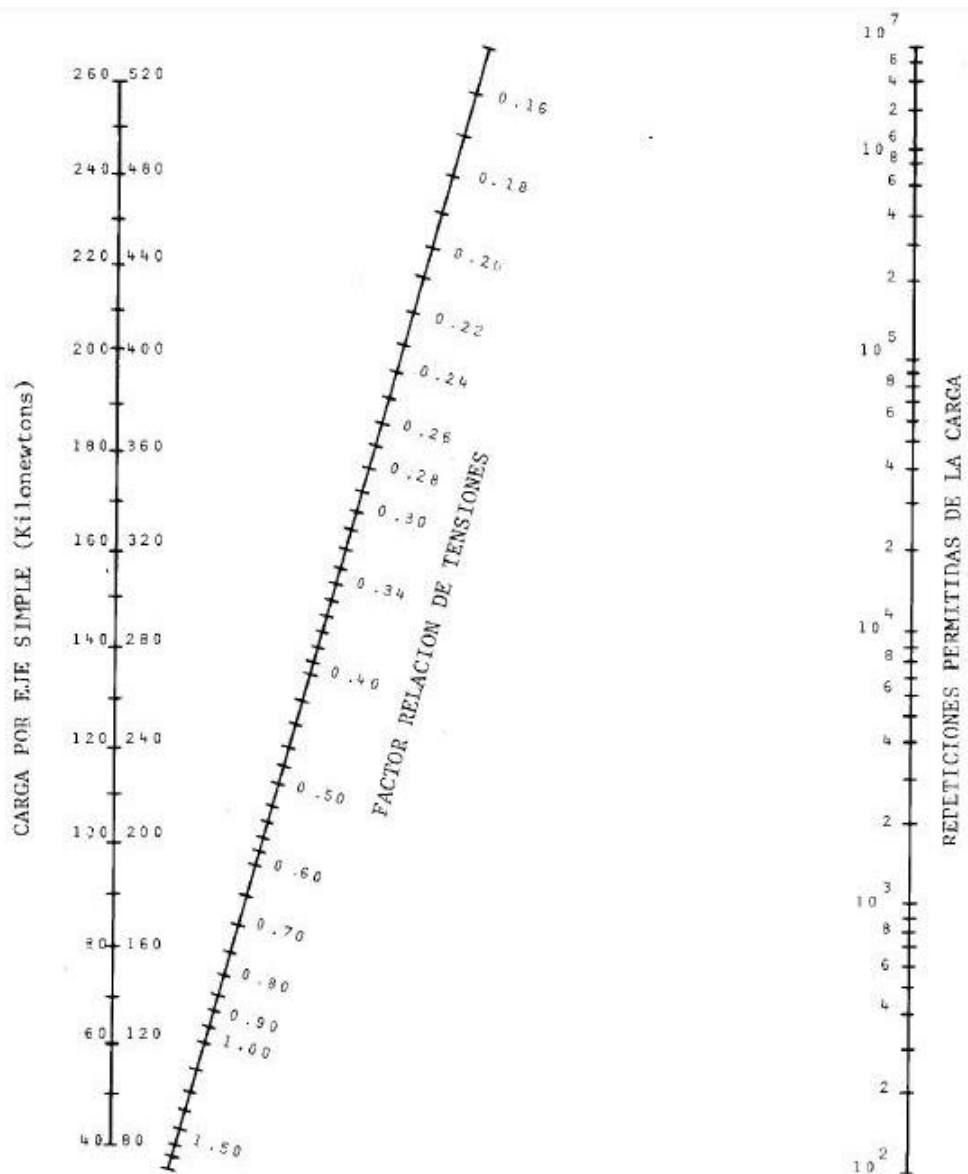


Figura 4.6.3.1. Repeticiones de carga admisible para pavimento de hormigón en estado de fatiga.
 (Fuente: ICPA, 2015)

Tabla 4.6.3.3. Análisis por erosión de pavimento rígido. (Fuente: Elaboración propia)

Cargas		Repeticiones esperadas	Tensión equivalente (MPa)	Relación de tensiones	Factor de erosión	Repeticiones permitidas	Consumo de fatiga
Peso * FS (Tn)	Peso * FS (KN)						
14	137	285	1.11	0.25	2.85	80000000	0.04%

Tabla 4.6.3.4. Factor de erosión para pavimento con banquetas no pavimentadas. (Fuente: ICPA, 2015)

Transferencia de cargas por pasadores. (ejes simples / ejes tandem)						
es- pe- lo- sa mm	Módulo K de la subrasante o Kc de la sub base (Mpa / m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3,76	3,75	3,74	3,74	3,72	3,70
	3,83	3,79	3,77	3,76	3,72	3,70
110	3,63	3,62	3,61	3,61	3,59	3,58
	3,71	3,67	3,65	3,63	3,60	3,58
120	3,32	3,50	3,49	3,49	3,47	3,46
	3,61	3,56	3,54	3,52	3,49	3,47
130	3,41	3,39	3,39	3,38	3,37	3,35
	3,52	3,47	3,44	3,43	3,39	3,37
140	3,31	3,30	3,29	3,28	3,27	3,26
	3,43	3,38	3,35	3,33	3,30	3,28
150	3,22	3,21	3,20	3,19	3,17	3,16
	3,36	3,30	3,27	3,25	3,21	3,19
160	3,14	3,12	3,11	3,10	3,09	3,08
	3,28	3,22	3,19	3,17	3,13	3,12
170	3,06	3,04	3,03	3,02	3,01	3,00
	3,22	3,15	3,12	3,10	3,06	3,04
180	2,99	2,97	2,96	2,95	2,93	2,92
	3,16	3,09	3,06	3,03	2,99	2,97
190	2,92	2,90	2,88	2,88	2,86	2,85
	3,10	3,03	2,99	2,97	2,93	2,91
200	2,85	2,83	2,82	2,81	2,79	2,78
	3,05	2,97	2,94	2,91	2,87	2,85
210	2,79	2,77	2,75	2,75	2,73	2,72
	2,99	2,92	2,88	2,86	2,81	2,79
220	2,73	2,71	2,69	2,69	2,67	2,66
	2,95	2,87	2,83	2,80	2,76	2,73
230	2,67	2,65	2,64	2,63	2,61	2,60
	2,90	2,82	2,78	2,75	2,70	2,68
240	2,62	2,60	2,58	2,57	2,55	2,54
	2,86	2,78	2,73	2,71	2,66	2,63
250	2,57	2,54	2,53	2,52	2,50	2,49
	2,82	2,73	2,69	2,66	2,61	2,59
260	2,52	2,49	2,38	2,47	2,45	2,44
	2,78	2,69	2,65	2,62	2,56	2,54
270	2,47	2,44	2,43	2,42	2,40	2,39
	2,74	2,65	2,61	2,58	2,52	2,50
280	2,42	2,40	2,38	2,37	2,35	2,34
	2,71	2,62	2,57	2,54	2,48	2,46
290	2,38	2,35	2,34	2,33	2,31	2,30
	2,67	2,58	2,53	2,50	2,44	2,42
300	2,34	2,31	2,30	2,29	2,26	2,26
	2,64	2,55	2,50	2,46	2,41	2,38
310	2,29	2,27	2,25	2,24	2,22	2,21
	2,61	2,51	2,46	2,43	2,37	2,34
320	2,25	2,23	2,21	2,20	2,18	2,17
	2,58	2,48	2,43	2,40	2,33	2,31
330	2,21	2,19	2,17	2,16	2,14	2,13
	2,55	2,45	2,40	2,36	2,30	2,28
340	2,18	2,15	2,14	2,12	2,10	2,09
	2,52	2,42	2,37	2,33	2,27	2,24
350	2,14	2,11	2,10	2,09	2,07	2,06
	2,49	2,39	2,34	2,30	2,24	2,21

Figura 4.6.3.2. Repeticiones de carga admisible para pavimento de hormigón sin banquina de hormigón. (Fuente: ICPA, 2015)

Como se observa en las tablas 4.6.3.1 y 4.6.3.3, en este caso el consumo de fatiga y erosión del pavimento hormigón se verifica a través de la metodología propuesta.

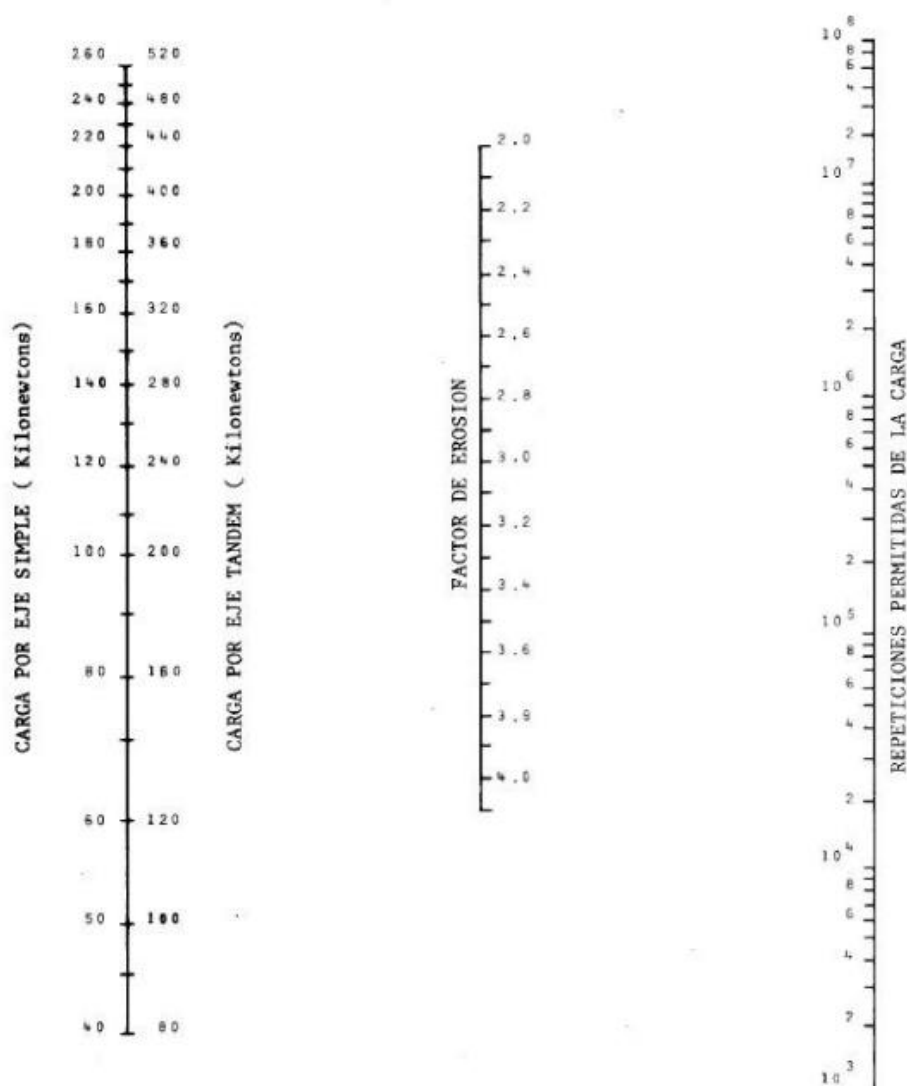


Figura 4.6.3.3. Repeticiones de carga admisible para pavimento de hormigón en estado de erosión.
 (Fuente: Manual de diseño y construcción de pavimentos de hormigón. ICPA, 2014)

4.7. Diseño de juntas

Las juntas se diseñan para controlar y mantener la calidad y capacidad estructural de un pavimento con bajos costos de mantenimiento, por lo que el correcto desempeño de los pavimentos rígidos depende del correcto funcionamiento de sus juntas.

Según el ICPA, los objetivos principales son:

- Controlar la fisuración longitudinal y transversal debida a la contracción restringida (por la fricción con la capa inferior), a los efectos combinados de las tensiones de alabeo (por diferencia de temperatura y humedad) y las producidas por las cargas de tránsito.
- Permitir dividir al pavimento en elementos prácticos para su ejecución (pavimentación en fajas o por carriles).
- Permitir el libre movimiento de las losas.
- Proveer transferencia de carga entre losas por trabazón de agregados y/o pasadores.

- Proveer un reservorio para colocar el material de sello.

Para el diseño se utilizarán las recomendaciones del Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA). Por lo que se tendrá, en lo que respecta a las separaciones y relación largo-ancho, las siguientes limitantes:

- La separación máxima entre juntas aconsejada es:

$$\text{Sep. Máxima} = K * e$$

Siendo:

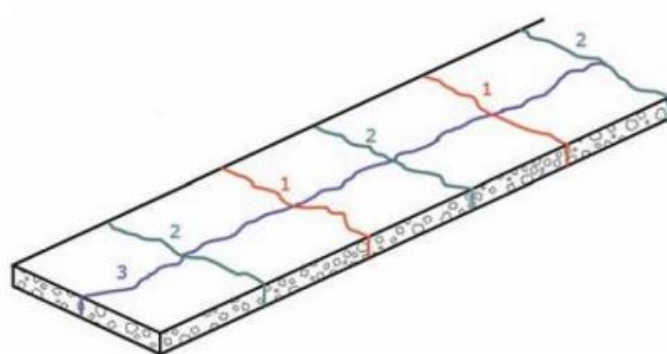
o K: Constante, igual a 21 para bases tratadas

o 24 para bases no tratadas. o e: Espesor de calzada.

- La relación larga/ancho debe ser menor a 1,25.

Siendo en nuestro caso:

$$\text{Sep. Máxima} = 21 * 0,15\text{m} = 3,15\text{m}$$



1. Fisuras transversales a intervalos regulares.

2. Fisuras transversales intermedias.

3. Fisuras longitudinales en la zona central de la calzada.

Fig 4.7.1. Fisuración natural del pavimento. (Fuente: ICPA, 2015)

4.7.1. Juntas transversales de contracción

Se materializan en el sentido transversal de la calzada de hormigón (Fig. 4.7.1.) con el fin de controlar la formación de fisuras intermedias en las losas. Se realizan mediante el aserrado de la sección con una profundidad mínima recomendada de aserrado de un tercio del espesor de la losa para bases tratadas.

$$\text{prof. mínima aserrado} = 1/3 * 15\text{ cm} = 5\text{cm}$$

Se adopta un valor de profundidad de aserrado de 5 cm.

Se adopta una separación entre juntas transversales de $3\text{m} < \text{separación máxima} = 3,15\text{m}$

4.7.2. Pasadores

Son barras de acero lisas colocadas en la junta transversal para transferir cargas (Fig 4.7.2.1 y 4.7.2.2). Las mismas colaboran en la disminución de tensiones y deflexiones en el hormigón y reducen el potencial de escalonamiento, bombeo y rotura de esquina en las losas.

Deben utilizarse con tránsito pesado, donde la trabazón entre agregados no es suficiente para la transferencia de cargas. Deben permitir el movimiento horizontal de las losas.

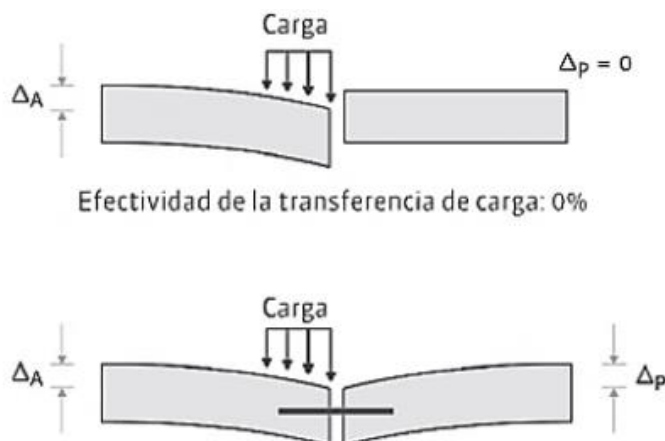


Figura 4.7.2.1. Esquema de transferencias de cargas. (Fuente: ICPA, 2015)

El diámetro del pasador más conveniente depende principalmente del nivel de tránsito pesado, pero en la práctica se adopta el mismo en función del espesor de diseño. El manual de diseño provee la tabla 4.7.2.1 con las características y exigencias que deben poseer los mismos.

En nuestro caso, por poseer una losa de 15 cm de espesor, se deben emplear pasadores de 25 mm de diámetro, con un largo de 45 cm, separadas 30 cm entre ellas y 15 cm del borde.

Tabla 4.7.2.1. Características de los pasadores. (Fuente: ICPA, 2015)

Tipo de hierro	Barra redonda lisa. Tipo I. AL-220.
Superficie	Lisa, libre de óxido y con tratamiento que impida la adherencia al hormigón.
Largo	45 cm.
Diámetro	25 mm. para $e \leq 20$ cm. 32 mm. para $20 \text{ cm.} < e \leq 25$ cm. 38 mm. para $e > 25$ cm.
Separación	30 cm. de centro a centro. 15 cm. de centro a borde.
Ubicación	Paralelo a la superficie del pavimento y al eje de la calzada. Mitad del espesor de la losa. Mitad a cada lado de la junta transversal.

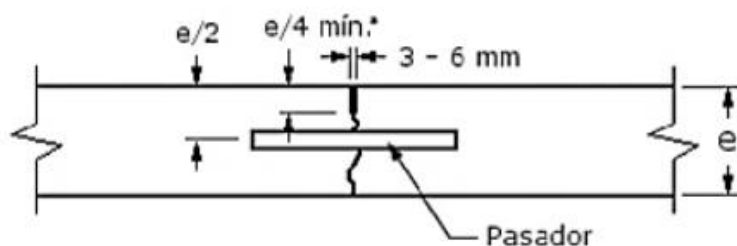


Figura 4.7.2.2. Esquema de junta transversal con pasador. (Fuente: ICPA, 2015)

4.7.3. Juntas longitudinales de contracción o articulación

Son similares a las de contracción, solo que se ejecutan en el sentido longitudinal de la calzada, con la función de controlar la fisuración cuando dos o más carriles se ejecutan simultáneamente.

Deben ser aserradas y selladas para impedir el ingreso de agua a la estructura del pavimento. La transferencia de carga se materializa por trabazón de agregados, en tanto que se emplean barras de unión para mantener anclada la junta, garantizando una adecuada eficiencia en la transferencia de carga a largo plazo.

Según el perfil propuesto, se tendrá una calzada con un ancho de 7m, adoptándose una separación entre juntas longitudinales de 3,5 m, por lo que será menor a la máxima.

Las barras de unión son de acero conformado superficialmente y su dimensionado se realiza por la metodología propuesta en el manual de diseño y construcción de hormigón del ICPA. El mismo dependerá del espesor de las losas, la distancia al borde libre más cercano y la fricción en el plano de contacto, debiendo estimarse la sección mínima de acero de las barras de unión por cada losa de pavimento mediante la siguiente expresión:

$$A_{BU} = \frac{\gamma * E * L * \mu * S}{f_a}$$

Siendo:

- ABU: Sección mínima de acero de las barras de unión por cada losa de pavimento.
- γ : peso unitario del hormigón.
- E: Espesor de la losa.
- L: La distancia al borde libre más cercano.
- μ :Coeficiente de fricción entre la losa y el apoyo (Tabla 4.7.3.1).
- f_a : Tensión admisible del acero.
- S: Separación entre juntas transversales.

Tabla 4.7.3.1. Coeficiente de fricción recomendado para juntas. (Fuente: ICPA, 2015)

Tabla 3-2: Coeficientes de fricción recomendados. [AASHTO. 1993]	
Tipo de material en el apoyo de la calzada	Coeficiente de Fricción, μ
Tratamiento superficial	2,2
Estabilizado con cal/cemento/asfalto	1,8
Material granular	1,5
Subrasante Natural	0,9

Por lo tanto, empleando los siguientes valores y adopciones:

- $\gamma = 2.400 \text{ kg/m}^3$.
- $E = 0,15\text{m}$.
- $L = 3,5 \text{ m}$.
- $\mu = 1,8$.
- $f_a = 4.282 \text{ kg/cm}^2$ (ADN 420).
- $S = 3\text{m}$.

Tendremos:

$$A_{bu} = (2.400 \text{ kg/m}^3 * 0,15 \text{ m} * 3,5 \text{ m} * 1,8 * 3\text{m}) / (4.282 \text{ kg/cm}^2) = 1,59 \text{ cm}^2$$

Para la adopción del diámetro se debe tener en cuenta que las barras deben encontrarse alejadas como mínimo 40 cm de las juntas transversales con el fin de no interferir con el movimiento de los pasadores, por lo que la longitud real en la cual se debe disponer la armadura será menor.

$$L_{\text{efectiva}} = 3 \text{ m} - 0,8 \text{ m} * 2 = 1,4 \text{ m}$$

Adoptando barras de 10 mm, se deben colocar:

$$\text{Nro. de barras} = 1,59 \text{ cm}^2 / 0,785 \text{ cm}^2 = 2,02$$

Adoptando 3 barras, las mismas deberán estar separadas:

$$\text{Sep. barras} = 1,4 \text{ m} / (3-1) = 0,7 \text{ m}$$

Se adopta un largo de 60cm, siguiendo las recomendaciones de la tabla 4.7.3.2.

Tabla 4.7.3.2. Longitud mínima de las barras de unión para juntas. (Fuente: ICPA, 2015)

Tabla 3-3: Largo mínimo de las barras de unión.

Diámetro de la barra [mm]	Sección [cm ²]	Perímetro [cm]	Largo mínimo de la barra de unión [cm]
10	0,79	3,14	60
12	1,13	3,77	72
16	2,01	5,02	96
20	3,14	6,28	120

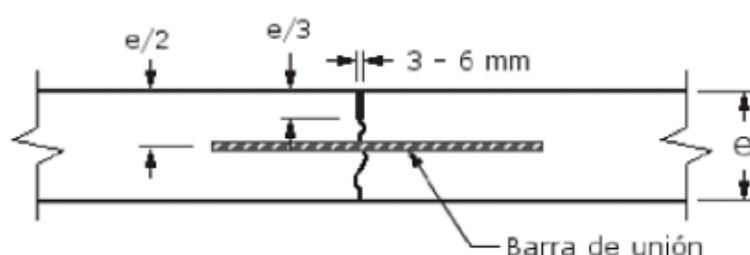


Figura 4.7.3.1. Esquema de junta longitudinal de contracción con barras de unión. (Fuente: ICPA, 2015)

4.7.4. Juntas longitudinales de construcción

Por tratarse de estructuras moldeadas, las mismas no cuentan con el mecanismo de transferencia por trabazón entre los agregados.

Es por ello que se ejecuta un encastre Fig. 4.7.4.1. (trapezoidal o semicircular) con el objetivo de proveer dicha transferencia de carga.

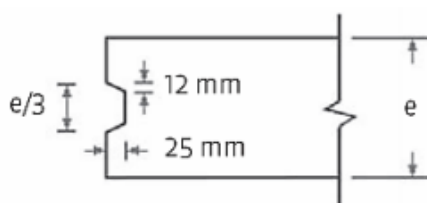


Figura 4.7.4.1. Esquema de encastre trapezoidal a media profundidad. (Fuente: ICPA, 2015).

Para mantener la transferencia de carga se emplearán las mismas barras calculadas y adoptadas para las juntas longitudinales de contracción o articulación, ejecutándose según el esquema de la Fig. 4.7.4.2.

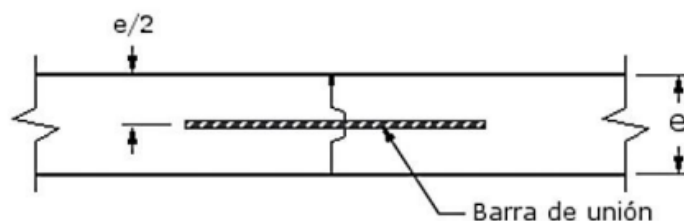


Figura 4.7.4.2. Esquema de junta longitudinal de construcción con barra de unión. (Fuente: ICPA, 2015)

4.7.5. Juntas transversales de dilatación

El objeto de las juntas de expansión es proveer espacio para la dilatación de las losas sin que ingresen materiales incompresibles dentro de las mismas, permitiendo movimientos diferenciales entre dos zonas pavimentadas o contra una estructura fija.

Antiguamente se ubicaban estas juntas a intervalos regulables, pero estudios han demostrado que el hormigón de calzada experimenta una contracción inicial por secado que provoca una apertura de las juntas, generando el espacio suficiente para permitir el libre movimiento de las losas frente a los cambios de humedad y temperatura.

En la actualidad el empleo de las juntas de dilatación se ajusta a los siguientes casos:

- Intersección de pavimentos de hormigón.
- Curvas de pequeño radio (principio y fin de curva).
- Zonas de cambio abrupto en la pendiente.
- Contra estructuras fijas.
- En transiciones con otros pavimentos.

El ancho de estas juntas se ubica entre 19 y 25 mm. El espacio de dilatación se rellena con un material compresible y elástico que no permita la inclusión de materiales incompresibles. Se ubica desde unos 25 mm de la superficie de las losas hasta la base. Se ejecutarán, según la figura 4.7.5.1.

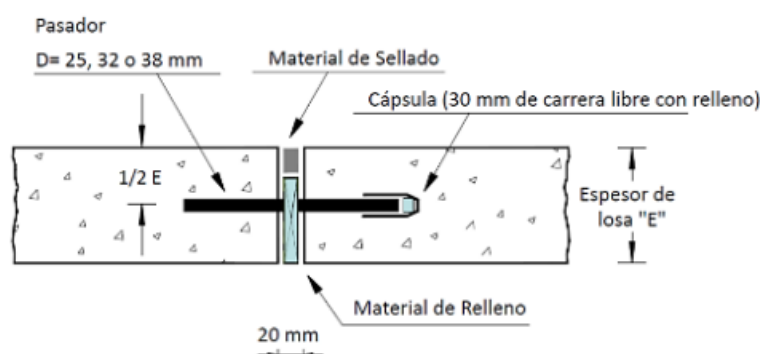


Figura 4.7.5.1. Esquema de junta de dilatación. (Fuente: ICPA, 2015)

4.7.6. Juntas transversales de construcción

Son las juntas que se ejecutan al final de una jornada de trabajo o bien por paradas imprevistas en el hormigonado (Fig. 4.7.6.1). Siempre que sea posible, estas juntas se sitúan en correspondencia con la posición de las juntas transversales previstas en el proyecto.

Se ejecutan a tope y por ende no disponen de trabazón intergranular, por lo que siempre demandan la colocación de los mismos pasadores que en las juntas de contracción.

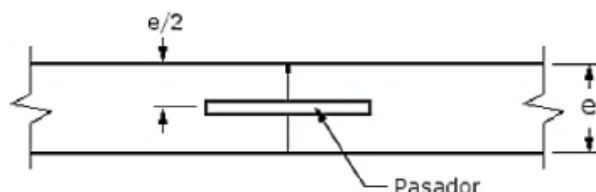


Figura 4.7.6.1. Esquema de juntas transversales de construcción. (Fuente: ICPA, 2015)

5. Abastecimiento de agua

5.1. Demanda de agua

5.1.1. Piscinas

Las piscinas estarán afectadas por pérdida de volumen de agua provocado por los fenómenos de evaporación, y de salpicadura, este último producto del uso natural de las mismas. Por este motivo, se necesitará reabastecer pérdidas de agua por evaporación, y para calcularlas se utilizarán los datos de la tabla 5.1.1, donde se puede observar los muestreos hechos durante 55 años por el Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), por un tanque tipo "A", de la estación Cerro Azul, para calcular la tasa de evaporación (en mm) promedio en Candelaria, Misiones. En cuanto a las pérdidas por salpicadura, se considera que mensualmente representan un 10% del volumen total de las piscinas.

Tabla 5.1.1 Tasa de evaporación mensual en el período 1967-2022 (fuente: INTA Estación Cerro Azul, Candelaria, Misiones)

TOTALES MENSUALES DE EVAPORACIÓN, tanque tipo "A", Cerro Azul 1967-2022												
Años	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1967	137.1	109.2	100.9	90.9	84.9	48.9	59.8	73.0	78.7	118.3	138.6	220.0
1968	149.0	149.3	113.4	83.2	65.8	45.2	63.3	72.5	89.4	91.9	137.9	165.9
1969	148.3	122.4	123.0	77.8	49.0	65.7	67.9	80.9	106.9	134.5	133.5	169.8
1970	162.8	137.0	99.6	95.0	62.8	49.2	72.5	85.7	87.2	107.9	151.5	163.8
1971	136.4	115.4	93.5	85.9	68.1	51.7	58.5	81.0	117.5	126.8	173.6	202.9
1972	187.0	133.2	111.5	87.9	74.0	35.7	53.0	58.0	96.2	107.3	103.7	143.3
1973	116.2	112.8	120.2	63.1	44.6	34.6	46.1	58.5	87.6	127.6	154.9	140.4
1974	142.2	96.8	117.9	105.7	55.6	45.3	66.8	66.4	106.0	149.5	140.5	134.8
1975	109.7	106.7	86.9	78.0	62.1	50.3	74.2	67.4	69.9	97.2	137.9	157.8
1976	120.6	123.9	110.4	84.5	54.8	52.3	63.6	88.3	91.9	112.7	139.6	158.6
1977	124.6	143.8	108.2	83.5	44.7	50.8	76.1	61.3	103.0	144.7	136.7	163.4
1978	165.0	149.2	150.3	127.2	91.2	64.9	66.8	81.2	95.2	132.3	132.8	170.3
1979	223.5	140.7	119.5	71.8	57.3	53.2	51.9	72.8	81.9	96.1	129.8	125.4
1980	160.9	137.5	113.7	95.9	47.8	56.8	72.0	70.3	103.6	98.7	117.4	153.5
1981	125.6	102.5	124.9	93.3	70.4	44.4	66.5	98.7	84.7	143.2	137.8	146.8
1982	196.6	110.5	106.0	91.3	71.6	30.1	62.1	69.9	74.6	114.1	74.2	154.5
1983	145.9	94.1	116.1	58.0	27.2	45.9	28.0	69.4	96.6	108.7	111.2	182.6

1984	133.1	124.7	97.5	66.3	62.8	32.2	64.5	57.4	87.2	114.3	118.8	152.7
1985	205.3	92.9	105.7	65.2	55.0	51.6	56.6	50.1	86.3	134.1	199.5	249.1
1986	202.7	138.8	99.9	63.5	65.1	60.7	60.0	65.8	87.5	103.2	116.3	162.3
1987	132.4	89.8	114.8	57.5	49.5	46.0	63.0	71.4	100.6	109.5	142.7	137.8
1988	164.9	128.7	157.9	75.1	75.1	49.8	76.1	94.1	81.2	132.7	158.9	175.0
1989	130.8	118.3	102.6	65.7	69.0	35.8	61.3	78.4	81.1	113.4	137.9	152.7
1990	131.6	135.6	122.7	46.5	62.9	40.9	47.9	92.1	73.5	100.7	129.1	156.2
1991	178.1	161.9	149.4	95.2	65.1	48.6	65.3	86.0	98.6	125.7	159.1	152.0
1992	166.3	111.1	78.5	70.5	55.5	54.1	52.1	70.5	89.9	98.7	138.4	163.9
1993	129.1	142.3	106.2	90.6	75.2	55.8	56.5	85.4	84.3	119.4	139.8	165.0
1994	176.5	73.8	133.0	72.9	45.4	55.6	72.3	91.5	101.4	115.0	120.6	177.3
1995	135.5	115.3	114.5	95.7	62.2	69.7	65.3	90.3	91.0	126.0	199.2	206.0
1996	151.5	108.4	114.9	94.6	69.6	52.7	61.7	95.1	99.2	83.2	142.1	126.7
1997	170.2	122.7	135.1	98.2	84.0	49.0	71.5	92.7	89.8	68.9	119.4	154.3
1998	142.7	93.2	96.0	55.7	55.1	54.9	55.2	50.3	74.1	104.2	155.8	156.7
1999	175.7	135.3	139.0	60.8	56.6	32.8	37.3	94.2	105.8	115.9	167.3	162.8
2000	169.4	143.5	126.7	77.6	53.4	45.9	54.4	92.9	105.9	96.6	120.1	142.5
2001	128.7	94.9	113.1	75.2	54.6	50.4	64.1	101.1	82.3	134.3	155.8	161.6
2002	177.9	133.8	113.6	74.8	57.3	52.1	47.3	78.8	98.1	71.2	114.2	119.7
2003	152.4	113.8	92.5	92.3	72.5	52.7	54.8	80.5	110.2	132.7	134.6	116.3
2004	188.7	172.0	154.4	110.6	39.3	53.9	69.7	88.4	97.0	148.1	126.4	163.2
2005			144.8	64.8	60.1	33.7	61.4	60.5	77.2	78.6	138.1	149.0
2006	147.1	139.5	116.8	81.3	52.1	44.9	68.0	85.3	85.3	108.2	125.6	149.9
2007	124.4	127.2	147.5	73.8	50.0	48.9	45.8	60.3	100.3	87.6	114.3	130.7
2008	138.2	124.5	111.6	80.9	60.9	36.3	54.5	61.6	84.9	82.1	132.9	160.6
2009	141.4	113.0	115.7	105.4	65.8	41.4	43.3	60.1	69.3	121.6	84.0	137.5
2010	118.0	119.4	123.8	80.6	45.3	44.1	48.0	67.3	80.1	100.9	139.6	135.2
2011	130.8	89.9	102.2	68.8	50.8	40.0	41.9	74.7	97.7	109.8	112.1	164.5
2012	167.3	166.5	129.9	117.5	64.7	46.2	54.0	85.4	89.4	84.8	128.9	112.2
2013	141.8	108.2	72.2	67.7	54.4	35.1	50.5	61.6	82.3	98.8	137.6	134.6
2014	140.1	139.0	98.8	74.7	55.4	30.2	38.5	82.5	77.0	114.3	119.4	115.6
2015	117.5	95.6	114.2	110.8	48.2	46.4	27.7	81.4	80.2	87.3	82.5	85.7
2016	128.4	96.7	90.2	67.2	33.5	36.2	57.2	63.5	84.3	117.3	124.4	122.6
2017	128.6	97.9	89.8	58.9	30.6	42.9	80.8	79.9	89.3	108.9	133.8	144.9
2018	102.3	113.1	104.0	88.2	52.4	35.6	42.6	67.7	81.6	81.1	106.1	140.8
2019	117.0	110.4	95.5	61.0	34.0	55.1	51.7	72.0	100.1	102.3	121.7	155.5
2020	135.1	127.1	130.1	84.0	56.2	47.5	50.3	87.2	88.8	134.6	160.7	145.7
2021	123.3	114.9	117.5	81.0	56.1	39.2	61.3	82.4	55.7	104.0	68.1	174.7
2022	201.7	159.3	114.3	76.2	43.5	37.9	71.3	72.7	87.8	103.3	144.2	158.9

Prom.	149.1	121.4	114.3	80.7	57.7	46.6	58.1	76.2	89.4	110.4	132.5	154.0
Máx.	223.5	172.0	157.9	127.2	91.2	69.7	80.8	101.1	117.5	149.5	199.5	249.1
Mín.	102.3	73.8	72.2	46.5	27.2	30.1	27.7	50.1	55.7	68.9	68.1	85.7

Se procede a realizar un análisis estadístico para obtener el valor de evaporación mensual de diseño. Se aplica el método de Gumbel para valores extremos, para obtener una función de distribución de probabilidades que nos permite determinar el valor de evaporación mensual deseado. Teniendo en cuenta el objetivo del proyecto, se toma un valor de evaporación con un periodo de retorno de 5 años, que responde a un valor de 184,06 mm/m².

5.1.2. Juegos

Tomando el valor de consumo de cada juego acuático, obtenido de la ficha técnica del fabricante (Crucijuegos), el volumen de agua para los juegos sería de 444.000 L/h (ver Tabla 5.1.2), los cuales serán recirculados junto con el agua de las piscinas.

Tabla 5.1.2 Consumo de los juegos acuáticos (fuente: Crucijuegos SRL)

Juegos	Consumo(L/h)
Torre acuática triple	60.000
Torre acuática sextuple	90.000
Kamikaze med	25.000
Kamikaze med con carril de fren	20.000
Mini razer	45.000
Kamikaze med	17.000
Kamikaze chico	17.000
Torre trip magnum	45.000
Kamikaze c/onda triple	45.000
TOTAL	364.000

El caudal necesario para el funcionamiento de las atracciones será abastecido a través del sistema de distribución de agua del parque.

5.1.3. Servicios Higiénicos

Para el cálculo del consumo de los artefactos sanitarios, se tuvo en cuenta el total de los mismos distribuidos en todo el parque acuático, incluidos (Restaurante, Jardines, Piscinas, etc.). Los datos de consumo de los diferentes artefactos fueron obtenidos del Reglamento de Obras Sanitarias.

Tabla 5.1.3 Consumo de los servicios higiénicos (fuente: elaboración propia)

Artefacto	Cantidad	Consumo (L/h)
Inodoro	83	10,42
Mingitorio	33	6,25
Lavatorio	86	4,16
Ducha	102	6,25
Pileta de Cocina	6	4,16
TOTAL (L/h)		2.091,66

Se considera que los servicios sanitarios serán alimentados a partir de la red de distribución pública de agua potable de la zona.

5.1.4. Jardines

Se estima a partir de consultas que la dotación de agua para áreas verdes se calcula a razón de 2 litros/día-m². Sabiendo que el área destinada para áreas verdes es de 48.752,6 m², la dotación diaria de agua asciende a 97,5 m³. Por tanto, mensualmente se necesitarán 2.925,15 m³ de agua para regar los jardines.

El riego para las zonas verdes también será abastecido por la red de distribución pública de agua potable.

5.1.5. Demanda total

Finalmente, desde la toma de agua, solamente se requerirá alimentar el caudal de agua necesario para reponer cierto volumen de agua de las piscinas, y no se considera determinante el tiempo de llenado de las mismas.

Con los valores de evaporación y salpicadura, se elaboró la siguiente tabla para determinar el volumen de agua necesario a abastecer:

Tabla 5.1.5.2 Caudal a reponer por piscina (fuente: elaboración propia)

Piscina	Área [m ²]	Prof [m]	Evaporación [m ³ /mes]	Salpicadura [m ³ /mes]	Consumo [m ³ /s]
1	1.297,81	0,4	238,875	51,912	0,003
2	410,42	1,1	75,542	45,146	0,001
3	228,92	1,1	42,135	25,181	0,001
4	362,4	1	66,703	36,240	0,001
5	146,5	1	26,965	14,650	0,000
6	5,91	0,75	1,088	0,443	0,000
7	763	1	0,000	76,300	0,001
8	657,23	0,4	120,970	26,289	0,001
Rio lento	1.017	0,9	187,189	91,530	0,003
9	1.680	1	309,221	168,000	0,004
10	1.538	0,4	283,084	61,520	0,003

Los consumos se calcularon considerando que la bomba del sistema de impulsión funcionará solamente una hora por día. Con este rendimiento, se obtiene como resultado que las piscinas tardaran seis días aproximadamente en llenarse.

Finalmente, si se suman los valores de la última columna, se obtiene que el caudal total es de 0,018 m³/s, lo que equivale a 18 L/s.

5.2. Toma y bombeo de agua

5.2.1 Obra de toma

Para hacer llegar agua al parque será necesaria la ejecución de una obra de toma de agua capaz de impulsar la misma desde el río Paraná hasta sus diversos destinos, con previo paso por la planta potabilizadora.

Al analizar el estudio de suelo, se puede observar la presencia de estratos rocosos a pocos metros de profundidad. Que impiden o encarecen notablemente la ejecución de la obra de toma de agua por medio de la perforación del terreno, ya que el mismo podría involucrar el uso de explosivos. Debido a esta razón se opta por la toma de agua superficial.

En este sentido, se necesitan aclarar ciertos requerimientos previos:

- Fuente de abastecimiento: superficial, tomado desde el río Paraná, con un Nmin de 83 m, Nmed de 83,5 m y Nmax de 84 m. Dichos valores fueron determinados a partir de datos proporcionados por el Ente Binacional Yacyretá.
- El agua será impulsada en primera instancia a una cámara de carga que dará el nivel necesario al agua para escurrir por gravedad a lo largo de todo el proceso de potabilización.
- El consumo total de agua será de 1.949 m³/mes (Tabla 5.1.1 (2)), lo que es igual a 0,00075 m³/seg. Este debe ser aumentado en un 6% para el lavado de la planta, por lo que Qd=0,00076 m³/seg
- Como el sistema de abastecimiento incluye un reservorio de almacenamiento posterior a la estación de bombeo, las cañerías y el equipo de bombeo se deben calcular en base al caudal máximo diario y al número de horas de bombeo. Se establece que se bombeara agua desde el río Paraná hacia la planta de tratamiento durante 1 hora por día.

$$Q_b = Q_{\max} \cdot 24 / N$$

$$Q_b = 0,00076 \text{ m}^3/\text{seg} \cdot 24 / 1$$

$$Q_b = 0,018 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Carga de succión (Hs)

$$H_s = h_s + \Delta h_s$$

Donde:

H_s= altura de succión, esto es, altura del eje de la bomba sobre el nivel inferior del agua (m).

Δh_s= pérdida de carga en la succión (m). Para calcularlas se han de determinar las pérdidas continuas, así como también las localizadas.

Se adopta como cota del caño 86,5m.

Para calcular las pérdidas continuas se utilizó la ecuación de Darcy-Weisbach, cuya expresión viene dada por:

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2g}$$

Siendo,

f: factor de fricción de Darcy= 0,0186, calculado para régimen turbulento rugoso

L: longitud de la tubería= 37,98 m, adoptados en base a la suma de la sumergencia más la distancia necesaria hasta la ubicación de la estación de bombeo



Figura 5.2.1.1 Perfil de terreno y longitud entre el punto de succión y la ubicación de la estación de bombeo (fuente: Google Earth, 2023)

D: diámetro interno de la tubería: se ha adoptado un diámetro de 0,1536 m.

v: velocidad media del fluido. $v = \frac{0,018 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi * (0,01536 \text{ m})^2 / 4} = 0,97 \text{ m/s}$

Por otro lado, para determinar las pérdidas localizadas es necesario conocer los accesorios a colocar en el sistema, que para el caso de la cañería de succión será una válvula de pie con colador (k=10) y un codo a 90° (k=0,6).

Para calcular la altura total de aspiración, se elaboraron las siguientes tablas:

Tabla 5.2.1.1 Tabla para el diseño de la aspiración de la toma (fuente: elaboración propia)

Caudal (m3/s)	Caudal (m3/h)	H W-H(m)	V(m/s)
0,018	64,8	0,24	0,971404682

Tabla 5.2.1.2 Tabla para el diseño de la aspiración de la toma (fuente: elaboración propia)

Re	f	H Darcy cont (m)	H Darcy loc (m)	H geométrica	H total ASP
135643,417	0,01862965500	0,22	0,18	3,5	3,90

Carga de impulsión:

$$H_i = h_i + \Delta H_i$$

Donde:

h_i = altura de impulsión (m).

ΔH_i = pérdida de carga en la cañería de impulsión (m).

La cota de descarga se encuentra a 93 m.

En cuanto a la impulsión, se elaboró la misma tabla, pero cambiaron las variables que se ingresaron:

$$Q_{imp} = Q_{asp}; D_{imp} = D_{asp} \rightarrow V_{imp} = V_{asp}$$

$$L_{imp} = 145,15 \text{ m}$$

En este tramo de la cañería, tenemos muchos más accesorios, que se detallan a continuación, junto con su coeficiente k:

- Valvula esclusa abierta $\rightarrow k = 0,19$
- Válvula de retención $\rightarrow k = 2$
- Codo a $90^\circ \rightarrow k = 0,7$
- Codo a $45^\circ \rightarrow k = 0,42$

Para calcular la altura total de aspiración, se elaboraron las siguientes tablas:

Tabla 5.2.1.3 Tabla para el diseño de la impulsión de la toma (fuente: elaboración propia)

Caudal (m ³ /s)	Caudal (m ³ /h)	H W-H(m)	V(m/s)
0,018	64,8	0,90	0,971404682

Tabla 5.2.1.4 Tabla para el diseño de la impulsión de la toma (fuente: elaboración propia)

Re	f	H Darcy cont (m)	H Darcy loc (m)	H geometrica	H total IMP
135643,417	0,01862965500	0,85	0,16	6,5	7,51

Finalmente:

$$H_{sistema} = H_{asp} + H_{imp} = 11,41 \text{ m.}$$

Con este dato y el del caudal, se hace uso del programa Xylect, de uso público, para determinar la bomba necesaria para el sistema. Por ser el caudal de una magnitud importante, se optó por un sistema con dos bombas en paralelo, estas variables se cargaron en el programa mencionado anteriormente y arrojó el siguiente resultado:

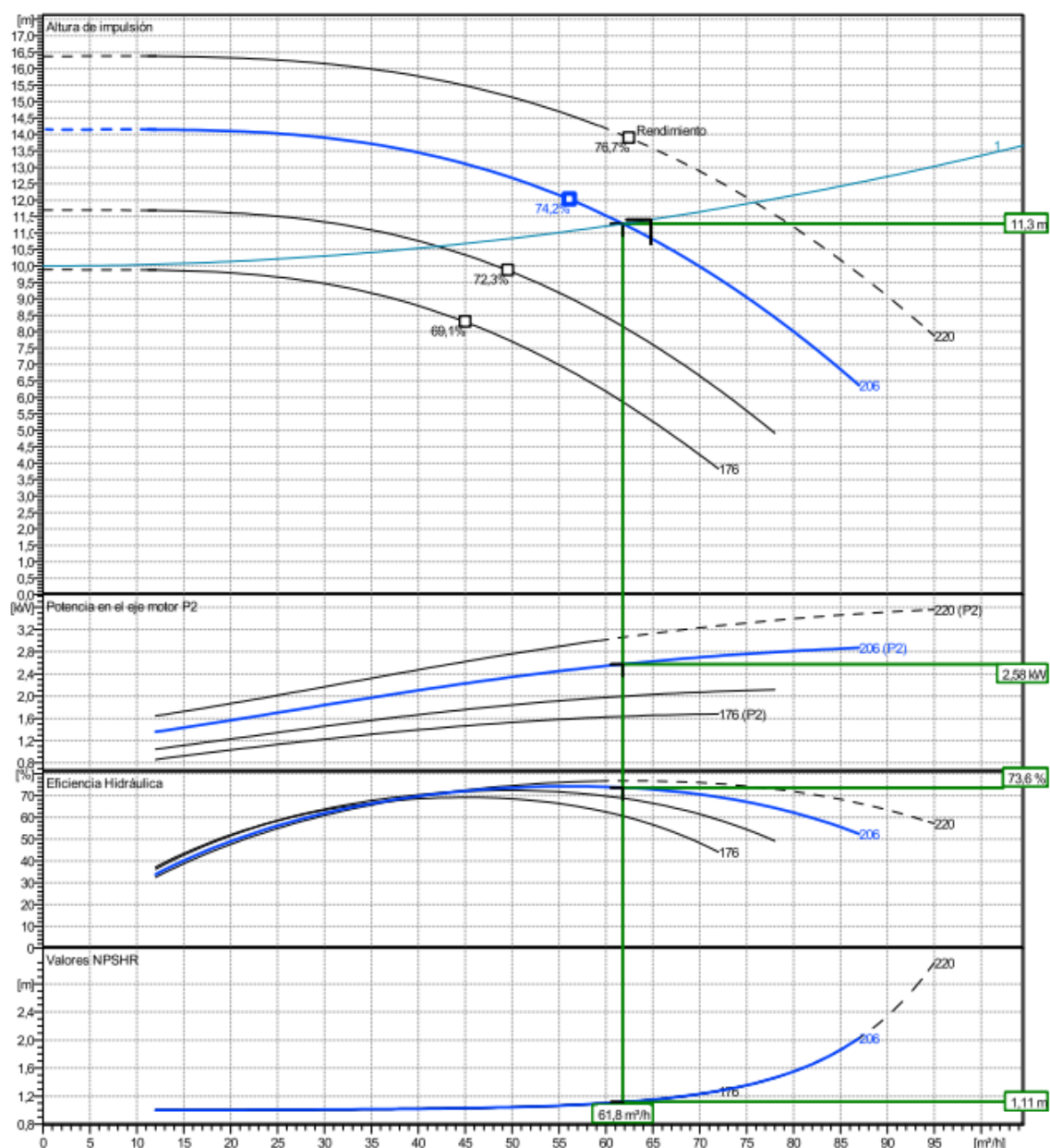


Figura 5.2.1.2 Curvas del sistema y de funcionamiento de la bomba IXPC100-65-200 (fuente: Xylect)

El nombre del producto es IXPC100-65-200.

Cavitación

Este es un fenómeno que se produce cuando el agua que fluye en el tramo de succión del sistema reduce su presión más allá de la presión del vapor del agua. Entonces la carga neta de succión será el resultado de la diferencia entre la presión a la entrada de la bomba y la presión de vapor del líquido bombeado. Para determinar estos valores se hará uso de las siguientes tablas:

Tabla 5.2.1.5 Disminución de la presión atmosférica (fuente: Guía para el diseño de estaciones de

Altura sobre el nivel del mar		Presión atmosférica (Pa)	
m	ft	m	Pa
0	0	10.33	14.69
250	820	10.03	14.26
500	1640	9.73	13.83
750	2640	9.43	13.41
1000	3280	9.13	12.98
1250	4101	8.83	12.55
1500	4291	8.53	12.13
1750	5741	8.25	11.73
2000	6561	8.00	11.38
2250	73.81	7.75	11.02
2500	8202	7.57	10.68
2750	9022	7.28	10.35
3000	9842	7.05	10.02
3250	10662	6.83	9.71
3500	11483	6.62	9.42
3750	12303	6.41	9.12
4000	13123	6.20	8.82
4250	13943	5.98	8.52
4500	14764	5.78	8.22

Tabla 5.2.1.6 Presión de vapor de agua (fuente: Guía para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable, Lima, Perú,

Temperatura		Peso específico Kg/dm ³	Presión de vapor (P.V.P)	
C°	F°		M. Abs.	P.SI.Abs
0	32	0.9998	0.062	0.088
5	41	1.000	0.089	0.127
10	50	0.9996	0.125	0.1781
15	59	0.9990	0.174	0.247
20	68	0.9982	0.238	0.338
25	77	0.9970	0.323	0.459
30	86	0.9955	0.432	0.614
35	95	0.9939	0.573	0.815
40	104	0.9921	0.752	1.070
45	113	0.9900	0.977	1.389
50	122	0.9880	1.258	1.789
55	131	0.9857	1.605	2.283
60	140	0.9831	2.031	2.889
70	158	0.977	3.177	4.519
75	167	0.9748	3.931	5.591
80	179	0.9718	4.829	6.869
85	185	0.9687	5.894	8.383
90	194	0.9653	7.149	10.168
95	203	0.9619	8.619	12.259
100	212	0.9583	10.332	14.696

$$ANPA_{disp} = H_{atm} - (H_{vapor} + h_s + \Delta h_s)$$

Donde:

ANPA disponible = Carga neta de succión positiva disponible (m).

H_{atm} = 10,22 m. Presión atmosférica (m) (véase tabla 5.2.1 (5)).

H_{vap} = 0,43 m. Presión de vapor (m) (véase tabla 5.2.1 (6)).

h_s = 3,5 m. Altura estática de succión (m).

ΔH_s = 0,38 m. Pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería (m).

$$ANPA_{disp} = 10,22 \text{ m} - (0,43 \text{ m} + 3,5 \text{ m} + 0,57 \text{ m})$$

$$ANPA_{disp} = 5,715 \text{ m}$$

Se debe cumplir que $ANPA_{disp} > ANPA_{req}$

Según la Figura 5.2.1.1, correspondiente a la bomba seleccionada, el $ANPA_{req}$ es igual a 1,11 m. Entonces: $ANPA_{disp} > ANPA_{req} \rightarrow$ **Buenas condiciones de cavitación.**

A su vez, se debe respetar una sumergencia mínima dentro del agua, dada por:

a) Para dar cumplimiento a requerimientos hidráulicos. Considerando la velocidad para el caudal de bombeo requerido:

$$\Delta H = \frac{v^2}{2g} + 0,2 = \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} + 0,2 = 0,25 \text{ m}$$

b) Para impedir ingreso de aire, de acuerdo al diámetro de la tubería de succión (d):

$$\Delta H = 2,5 * d + 0,10 = 2,5 * 0,1536 + 0,1 = 0,48 \text{ m}$$

c) Se seleccionará el valor mayor. En este caso corresponde a 0,48m, valor que ya se sumó a la longitud de aspiración previamente.

5.3 Tratamiento del agua captada

El agua captada del río Paraná se trata en un proceso similar al de una planta potabilizadora para que cumpla con las exigencias expuestas en el Anexo II del Decreto 80/1998, que son las siguientes:

Determinaciones Físico-Químicas

- Cloro residual libre: 0,4-1,2 mg/l.
- Cloro total: máximo 0,6 mg/l sobre el nivel de cloro libre determinado, en el caso de que el agua de llenado haya sido tratada con cloraminas el nivel máximo de cloro será 1,8 mg/l.
- Otros desinfectantes utilizados; su nivel máximo admisible será el siguiente:

CBromo 1-3 mg/l expresado en Br₂.

CCobre: menor o igual a 1 mg/l expresado en Cu.

CPlata: menor o igual a 10 microg/l expresado en Ag.

CÁcido isocianúrico: menor o igual a 75 mg/l expresado en H₃C₃N₃O₃.

COzono residual: 0 mg/l expresado en O₃.

CBiguanidas: 25-50 ppm.

COtros: se podrá tener en cuenta otros desinfectantes siempre y cuando sus concentraciones se ajusten a las especificaciones técnicas que aconsejen sus fabricantes.

- Caracteres organolépticos (color y olor): ligeros y característicos de los tratamientos empleados o de su procedencia natural.
- PH: entre 6,5 y 8,5.
- Turbidez: debe ser menor o igual a 1 UNF (Unidades Nefelométricas de Formazina).
- Amoniaco: menor o igual a 0,5 mg/l.
- Nitritos: menor o igual a 0,1 mg/l.
- Conductividad: incremento menor a 800 microS cm^{BI} respecto del agua de llenado.
- Oxibilidad el permanganato: máximo 3mg O₂/l.

Figura 5.3.1 Requisitos físico-químicos a cumplir en el agua de las piscinas (fuente: Decreto 80, 1998. España)

Determinaciones microbiológicas

- Recuento total de aerobios a 37° C: hasta 200UFC/ml.
- Coliformes totales: menor o igual a 10UFC/100 ml.
- Coliformes fecales: ausencia/100 ml.
- Staphylococcus Aureus: ausencia/100 ml.
- Pseudomona Aeruginosa: ausencia/100 ml.
- Escherichia coli: ausencia/100 ml.
- Salmonella spp: ausencia/100 ml.
- Streptococos fecales: ausencia/100 ml.
- Parásitos y protozoos: ausencia.
- Algas, larvas u organismos vivos: ausencia.

Figura 5.3.2 Requisitos biológicos a cumplir en el agua de las piscinas. (fuente: Decreto 80, 1998, España)

A continuación se describirán los procesos realizados en cada etapa de la potabilización, siendo el esquema de funcionamiento de la planta el siguiente:

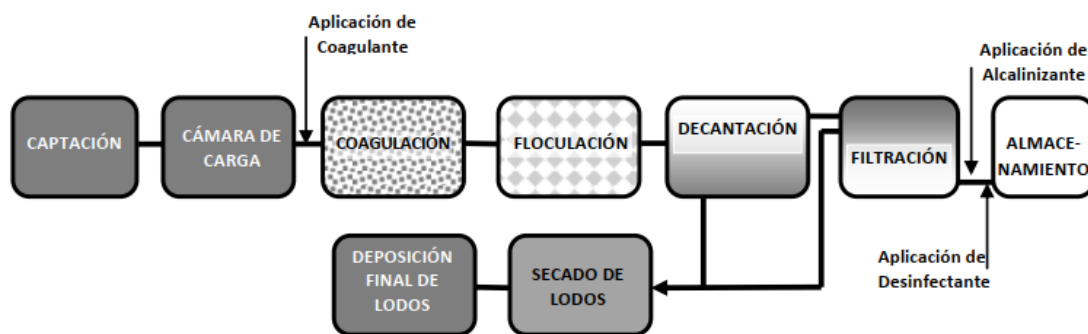


Figura 5.3.3 Esquema de funcionamiento de una planta potabilizadora (fuente: Gómez, M. y Méndez G.I, 2017)

Se da una breve explicación de los procesos que se dan en las distintas partes:

- **Captación:** Se realiza a través de una obra de toma que bombea agua del cuerpo superficial, generalmente hasta la cámara de carga en la planta potabilizadora.
- **Cámara de Carga:** Su función es mantener constante un nivel de agua para que aguas abajo se distribuya el agua por gravedad a las distintas unidades de tratamiento sin variaciones del pelo de agua dentro de estas.
- **Coagulación:** Neutraliza las cargas que repelen los coloides entre sí, y que no pueden sedimentar por acción sola de la gravedad.
- **Floculación:** Permite la aglomeración de partículas en otras más grandes, denominadas flóculos (flocs).
- **Decantación:** Se separan los flóculos suspendidos en el agua por acción de la gravedad.
- **Filtración:** Se hace pasar el agua decantada a través de un manto filtrante que retiene las partículas muy finas que no pudieron ser separadas por sedimentación.

- *Almacenamiento*: Tiene dos funciones: i) garantizar el suministro de agua en momentos en que el consumo excede al caudal producido y ii) dar un tiempo de permanencia mínimo para permitir que actúe el desinfectante.

El dimensionamiento de las distintas partes de la planta está detallado en el Anexo 2. A continuación, se muestran los resultados finales:

1. *Cámara de carga*: de forma circular con diámetro de 0,60 m y una altura de 1,50 m.
2. *Dispensor*: de forma cuadrada, con lados de 0,50 m y altura del mismo valor.
3. *Floculadores*: se proyectan dos floculadores mecánicos dispuestos en serie, por pileta de sedimentación, lo que daría un total de cuatro floculadores. Todos tienen las mismas dimensiones: 3,20x3,20 m de lado y 0,30 m de altura.
4. *Decantadores*: se adoptan dos decantadores. Se dimensionan las distintas partes:
 - a. Zona de decantación: forma rectangular, de 8,10x3,20 m en planta, y una altura de 0,45 m.
 - b. Zona de entrada: consiste en una pantalla con 2 filas y 8 columnas de orificios de 5 cm de diámetro, de manera de uniformizar el ingreso del volumen de agua. La distancia entre filas es de 40 cm y entre columnas de 22,5 cm.
 - c. Zona de salida: hay 6 vertederos por frente, separados 25 cm entre sí.
 - d. Zona de lodos: se materializa una tolva en el fondo para que se depositen allí los sólidos sedimentados. El ancho superior de la tolva es de 3,20 m, y el largo de 2,70 m. La altura de la tolva es de 1m. En cuanto a las dimensiones de la parte inferior, el ancho es de 1,20 m y el largo de 0,70 m.
5. *Filtros*: se proyectan 2 filtros en total. Al igual que el caso anterior, está compuesto por distintas partes:
 - a. Área de filtración: el ancho de cada filtro es de 1,50 m mientras que el largo es de 2 m. El ancho efectivo de filtración es de aproximadamente 72 cm y el ancho del canal colector es de 22,50 cm.
 - b. Manto filtrante: espesor total de 50 cm.
 - c. Manto sostén: constituido por distintas capas de canto rodado, tiene un espesor total de 65 cm.
 - d. Lavado del filtro: compuesto de dos canaletas de 25cm de ancho.
6. *Sistema de drenaje*: 20 perforaciones laterales por lado del filtro, cada una con un diámetro de 6mm.
7. *Almacenamiento*: 7 m de diámetro interno y 6m de altura útil.

Estos resultados también se encuentran representados en el Plano N° 4.

6. Diseño hidráulico

6.1 Funcionamiento general

Se opta por el uso de dos sistemas de cañería, uno que consiste en la impulsión del caudal necesario para abastecer al parque, que arrancará en la cisterna de la planta potabilizadora y luego se ramifican de manera de abastecer a las distintas piletas con sus respectivos juegos. De allí, cada una estará conectada a otro sistema de cañerías, que permitirá la recirculación del agua utilizada hasta un sector en el que se la tratará

para que posteriormente se reintegre al sistema de impulsión y así mantener la alimentación de agua funcionando continuamente (véase plano 5).

Como se mencionó anteriormente, se impulsará desde la toma el caudal necesario para reponer el volumen de agua que se pierde en las piscinas por evaporación y salpicadura.

Luego, el sistema recirculación permitirá la renovación del agua de las piletas en función del tiempo recomendado para que se mantenga en las condiciones necesarias para su uso.

Se dispondrá de una cisterna de almacenamiento tanto a la salida de la planta de tratamiento como a la salida de los filtros del sistema de recirculación.

6.2 Sistema de impulsión

Funciona desde la cisterna de la planta de tratamiento, e impulsa desde allí el caudal necesario para reponer el agua de las piletas que se pierde por evaporación y salpicadura.

El predimensionamiento de los diámetros de la cañería se realiza con la fórmula de Bresse, que tiene como objetivo obtener un diámetro económico.

La fórmula es la siguiente:

$$D = K * \sqrt{Q}$$

Donde:

- D es el diámetro necesario de la cañería según el criterio de Bresse.
- Q es el caudal que circula por la cañería.
- K un coeficiente que varía según la velocidad de circulación.

En la realidad, el factor K depende de múltiples factores como el precio de la electricidad, materiales y equipos empleados en la instalación, variables con el tiempo y la región considerada. Como simplificación, en la práctica, se adopta como se mencionó anteriormente, en función de la velocidad de circulación.

Para una red de distribución, la velocidad de impulsión recomendada, según criterios económicos, debe estar entre 0,8 m/s y 1,2 m/s. En este caso se adopta una velocidad de 1 m/s para proseguir con el predimensionamiento, que luego será verificado mediante el software Epanet.

Primero, se debe discretizar los caudales necesarios por pileta, es por eso que se realiza la siguiente tabla, teniendo en cuenta la evaporación de diseño y el criterio de salpicadura que se mencionó en el capítulo 5.

Para ello se confeccionó la siguiente tabla:

Tabla 6.2.1 Consumos por piscina calculados a partir de las pérdidas (fuente: elaboración propia)

Piscina	Area [m ²]	Prof [m]	Evaporacion [m ³ /mes]	Salpicadura [m ³ /mes]	Juegos [m ³ /s]	Consumo [m ³ /s]
1	1297,81	0,4	238,875	51,912	0,000	0,003
2	410,42	1,1	75,542	45,146	0,000	0,001
3	228,92	1,1	42,135	25,181	0,000	0,001
4	362,4	1	66,703	36,240	0,000	0,001
5	146,5	1	26,965	14,650	0,000	0,000
6	5,91	0,75	1,088	0,443	0,000	0,000
7	763	1	0,000	76,300	0,000	0,001
8	657,23	0,4	120,970	26,289	0,000	0,001
Rio lento	1017	0,9	187,189	91,530	0,000	0,003
9	1680	1	309,221	168,000	0,000	0,004
10	1538	0,4	283,084	61,520	0,000	0,003

El caudal total es de 18 L/s.

Se adjunta en el Anexo II un esquema isométrico de la cañería de impulsión, indicando los distintos tramos, cotas y longitudes de cañerías. También se indican allí las pérdidas obtenidas en cada uno.

Con el material anterior, ya se está en condiciones de proceder con el predimensionamiento de la cañería de impulsión, para lo que se elaboró la siguiente tabla:

Tabla 6.2.2 Diámetros adoptados y velocidades obtenidas (fuente: elaboración propia)

Cañería	Caudal [m ³ /seg]	Longitud [m]	D Bresse [m]	Dcomercial [m]	Velocidad [m/s]	Cañería de impulsión
T1	0,018046147	290	0,148	0,1536	0,974	
T2	0,003	12	0,057	0,0592	0,979	
T3	0,012	94,9	0,123	0,1536	0,670	
T4	0,011	116,85	0,117	0,1036	1,341	
T5	0,000	50	0,022	0,0253	0,795	
T6	0,011	30	0,115	0,1036	1,293	
T7	0,001	24,02	0,029	0,0466	0,414	
T8	0,010	52,9	0,111	0,1036	1,209	
T9	0,003	97,15	0,060	0,0592	1,069	
T10	0,001	4	0,027	0,0253	1,240	
T11	0,002	85,6	0,053	0,0592	0,842	
T12	0,001	50	0,034	0,0466	0,559	
T13	0,001	111	0,041	0,0466	0,800	

También, se calcularon las pérdidas del sistema de manera de poder adoptar una bomba de impulsión (véase plano 6). Esto se llevó a cabo con la fórmula de William-Hazen, la cual tiene la siguiente forma:

$$J [m] = 10,65 * \frac{L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

Sin embargo, posteriormente se corregirán los valores de diámetros que se presentan en la tabla para obtener un diseño más eficiente, por lo que las velocidades cambiarán y serán menores para estos caudales. Se verificaron estos resultados mediante la elaboración de un modelo hidráulico, calculando la presión en los nudos, caudales y velocidades en las cañerías. Para ello se utilizó el programa EPANET, que utiliza el método del gradiente para, en sucesivas iteraciones, llegar a obtener resultados de caudal en los tramos y presión en los nudos,.

Utilizando el programa Xylect, para un caudal nominal de 18 L/s y una altura total de 23,59m se ha adoptado como bomba el modelo IXPCA 80-65-125A75X25BDN4S1G. Esta es una bomba de eje horizontal, que para Q=0 L/s puede impulsar a una altura de

27 m, y para el punto de funcionamiento presenta un 77,2% de rendimiento. Las demás características se indican en el anexo II.

6.3 Sistema de recirculación

Este sistema comprende:

- Cañerías de retorno: que conducen el agua a los filtros por gravedad (exceptuando algunos tramos a presión).
- Sistema de filtros.
- Cisterna de almacenamiento de emergencia.
- Bombas de recirculación.

Vale aclarar que el sistema de impulsión y el de recirculación compartirán una misma zanja; sin embargo, son totalmente independientes uno del otro.

Lo más económico sería diseñar la red de manera que ambos circuitos puedan empalmarse en una misma cañería para llevar agua a las piscinas, pero, debido a la gran diferencia de caudales que se presenta entre uno y otro, se llegó a la conclusión de que es conveniente que trabajen por separado para obtener un mejor funcionamiento.

El caudal a recircular se obtiene de la relación entre el volumen de agua y el tiempo de recirculación. Este proceso mantiene las instalaciones en condiciones aptas para el baño y la salubridad; y durante el mismo, el agua pasa por el material filtrante que retiene las impurezas para ser nuevamente bombeado a las piscinas.

Es aconsejable realizar la depuración durante la estancia de los bañistas en el parque acuático, que es cuando más suciedad se queda en el agua. También, es importante este proceso porque permite comprobar y ajustar los niveles de los productos químicos de la piscina, para asegurar el saneamiento y la claridad del agua de las mismas.

De acuerdo con el Ministerio de Sanidad de España, la tasa de renovación del agua debe ser la adecuada para poder cumplir con los siguientes parámetros:

- pH entre 7,2-8,0
- Temperatura entre 24-30°C
- El desagüe inferior debe ser visible
- Turbidez < 5 UNF
- Cloro residual libre 0,5-2 Cl₂ mg/L
- Cloro combinado residual < 2 Cl₂ mg/L
- Bromo total 2-5 mg/L Br₂ mg/L

Se ha adoptado un tiempo de recirculación en las piscinas de 5 h (exceptuando la piscina 6 por su pequeño volumen), de manera que el agua pueda ser renovada totalmente dos veces por día, considerando una jornada laboral de 10 h. De esta manera, los caudales obtenidos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 6.3.1 Caudales salientes de cada piscina en función de su tasa de renovación (fuente: elaboración propia)

Piscina	Area [m ²]	Prof [m]	T recirculacion [s]	Caudal de recirculacion [m ³ /s]	Juegos [m ³ /s]	Consumo [m ³ /s]
1	1297,81	0,4	18000	0,0288	0,0000	0,0288
2	410,42	1,1	18000	0,0251	0,0194	0,0445
3	228,92	1,1	18000	0,0140	0,0292	0,0432
4	362,4	1	18000	0,0201	0,0250	0,0451
5	146,5	1	18000	0,0081	0,0292	0,0373
6	5,91	0,75	900	0,0049	0,0047	0,0096
7	763	1	18000	0,0424	0,0000	0,0424
8	657,23	0,4	18000	0,0146	0,0000	0,0146
Rio lento	1017	0,9	18000	0,0509	0,0000	0,0509
9	1680	1	18000	0,0933	0,0000	0,0933
10	1538	0,4	18000	0,0342	0,0000	0,0342

El caudal total que se debe recircular es de 444 L/s.

Determinados estos caudales, se procede a diseñar los tramos que, por gravedad conducirán el agua hasta los filtros, cuyo esquema se presenta en el Anexo II. En esta ocasión se debe calcular las velocidades por medio de las ecuaciones de Manning (Tabla III.1.1). Estas velocidades no deben ser inferiores a 0,3 m/s, para evitar sedimentación, ni sobrepasar los 3 a 5 m/s, para no generar erosión en las paredes de la tubería.

En el sector de limpieza se debe distinguir entre la depuración mecánica y química. La primera, también conocida como depuración física, tiene como función retirar la materia orgánica de tamaño variable. Mientras que la última cumple con la tarea de lograr la transparencia necesaria que indica un agua limpia apta para el uso, liberándola de agentes patógenos.

Existen varios tipos de depuración química, siendo el cloro la alternativa más utilizada. Este debe ser cuidadosamente dosificado por personal calificado para evitar altas concentraciones que generan un excesivo olor o una concentración agresiva para la piel. Se recomienda añadir el cloro por las noches, una vez cerrado el parque acuático, para que así tenga mayor poder desinfectante actuando en estas horas que posee menor evaporación; y cuando llega el horario de apertura ya se ha reducido un poco la concentración. Asimismo, si bien existen equipos automáticos que regulan el nivel de cloro y pH, siempre hay que medir los valores del agua, para asegurarse del correcto funcionamiento del sistema.

Por otro lado, la depuración mecánica consiste en el paso del agua a través de un filtro de arena de pequeñas dimensiones y regulares. El agua llega a él por la parte superior y debido a la marcada ampliación de sección al salir del conducto por el cual llegó al tratamiento, disminuye su velocidad, favoreciendo que las partículas en suspensión queden retenidas. El agua sale luego por la parte inferior y se conduce a la bomba para retornar al circuito. Cuanto mayor es el diámetro de un filtro y más pequeño el poro del material filtrante, más despacio pasa el agua y mejor es la filtración.

A medida que pasa el agua por los filtros, se van obstruyendo los poros del material. Cuando esto ocurre se debe expulsar al exterior la suciedad, introduciendo agua en el sentido opuesto a la filtración, para arrastrarla al desagüe.

Los filtros con arena de sílex son los más conocidos y utilizados en piscinas públicas. El elemento filtrante es arena silícica de distintas granulometrías. Para poder filtrar eficazmente, la velocidad del agua no debe superar los 20 m/h.

La empresa Vulcano, proveedora de equipamiento para piscinas, produce el filtro VB-500, con un diámetro de 1480 mm y capaz de filtrar 100 m³/h para un volumen de agua de 1.200 m³. Por lo tanto, teniendo en el parque un volumen de 5.972,12 m³, será necesario colocar 5 filtros.

Filtro VB-500

Construido de chapa negra de espesor 3/16". Interior pintado con pintura anti-óxido y Protex, y exterior con anti-óxido y esmalte sintético. El equipo se opera a través de un cuadro de llaves compuesto con: 5 válvulas a mariposa ø4" con cuerpo de fundición gris, disco y eje de acero inoxidable 304, Sello EPDM a palanca de 10 kg/cm², Bridas de PVC y cañería de PVC ø110mm. El equipo cuenta con 2 manómetros, Cuadro difusor (interior) de caño de PVC ø110mm.

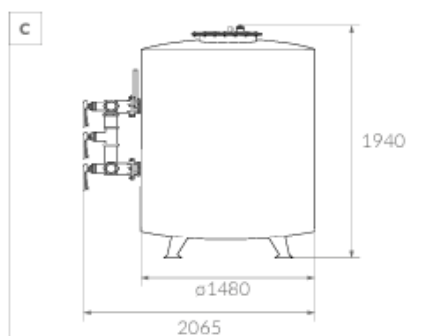


Figura 6.3.1 Dimensiones y características del filtro adoptado (fuente: Vulcano)

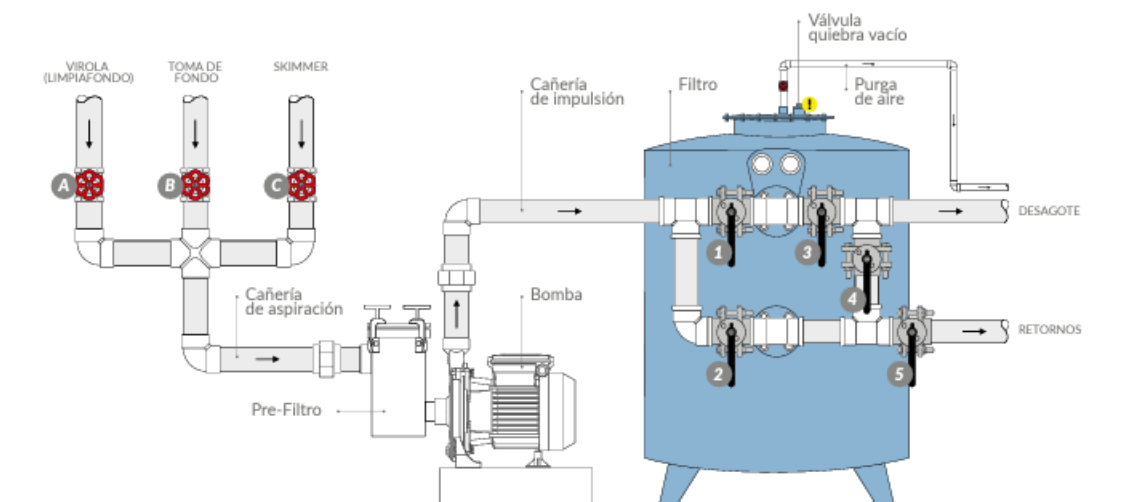


Figura 6.3.2 Esquema de instalación del filtro adoptado (fuente: Vulcano)

Se debe disponer en esta zona, una cisterna de emergencia en el caso de que ocurra algún problema en el sistema, de manera de evitar el desperdicio de agua tratada.

Una vez que el agua pasó por el sistema de filtros debe ser bombeada nuevamente al circuito. En este caso, cada tramo posee los siguientes caudales y diámetros adoptados:

Tabla 6.3.2 Caudales por tramo y diámetros adoptados (fuente: elaboración propia)

Cañería	Caudal [m³/seg]	Longitud [m]	D Bresse [m]	Dcomercial [m]	Velocidad [m/s]	Cañería de recirculación
T1	0,444	140,000	0,733	0,630	1,425	
T2	0,029	12,000	0,187	0,154	1,557	
T3	0,312	94,900	0,615	0,630	1,002	
T4	0,268	116,850	0,569	0,630	0,859	
T5	0,047	50,000	0,238	0,240	1,037	
T6	0,221	30,000	0,517	0,432	1,504	
T7	0,042	24,020	0,226	0,154	2,289	
T8	0,178	52,900	0,465	0,384	1,539	
T9	0,103	97,150	0,353	0,341	1,127	
T10	0,043	4,000	0,229	0,240	0,953	
T11	0,060	85,600	0,269	0,240	1,319	
T12	0,045	50,000	0,234	0,192	1,560	
T13	0,015	111,000	0,133	0,104	1,733	

Los cálculos y la verificación de la red en Epanet se encuentran presentados en la tabla III.2.3 y fueron realizados con el método mencionado en 6.2..

La bomba adoptada para impulsar este volumen de agua es el modelo NSCF 300-350/1100/L45VDC4 de la empresa Xylem, dimensionada para un caudal nominal de 444 L/s y una altura de 17,5 m. Posee, para el punto de funcionamiento, un rendimiento del 77,8%. Las características de la bomba se presentan en el anexo III.

7. Cálculo estructural

Se opta, teniendo en cuenta los alcances del trabajo, por verificar la estructura de sostén de un juego, y también el dimensionamiento de la estructura de hormigón armado del edificio de administración.

El desarrollo detallado del cálculo se encuentra en el Anexo IV-1.

7.1 Verificación del juego kamikaze mediano con carril de frenado

Se utilizará al CIRSOC 302 “Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios”, como norma de cálculo para la verificación de las piezas.

Teniendo en cuenta los objetivos y el alcance del trabajo, se verifica solamente el entramado de 2,3m de altura, que se considera que estará en peores condiciones al ser un apoyo intermedio y tener la mayor luz de pandeo.

Se adjunta un esquema de la estructura proporcionado por el fabricante:

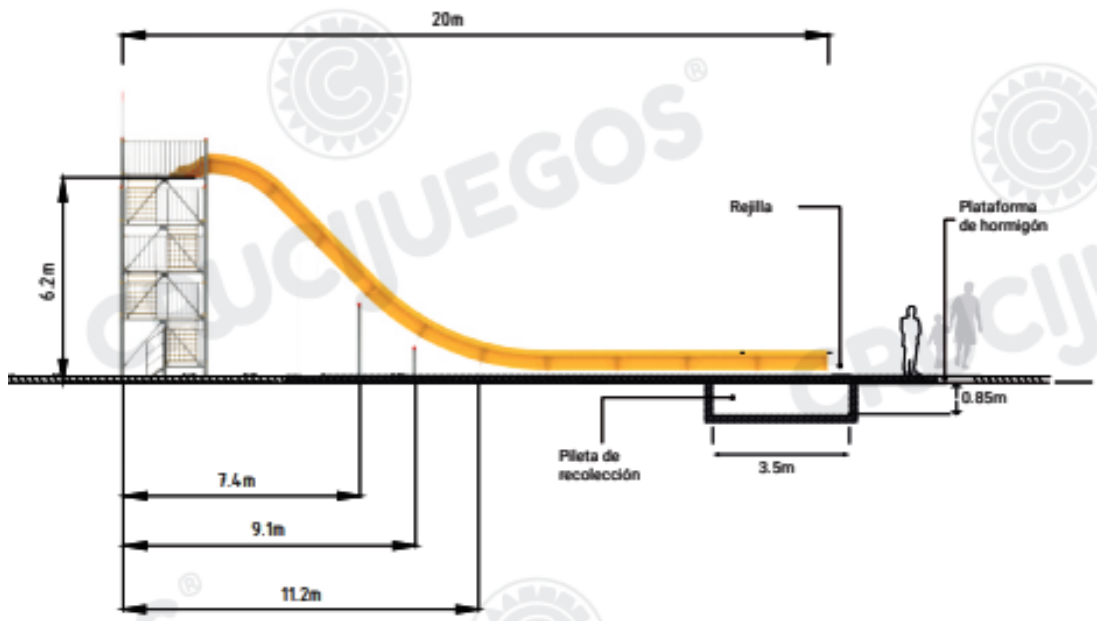


Figura 7.1 Esquema del kamikaze mediano (fuente: Crucijuegos SRL)

El segundo apoyo, a partir del extremo izquierdo, corresponde al mencionado anteriormente.

Las hipótesis para el cálculo son:

- Los esfuerzos de viento son absorbidos solamente por el entramado metálico.
- Se considera al tobogán como una viga con apoyos intermedios.

7.1.1 Análisis de cargas

Estará sometido a cargas permanentes (D), sobrecargas de uso (L) y acciones del viento (W).

Se determinarán los valores de cada una:

7.1.1.1 Cargas permanentes

Será el peso propio del tobogán, además del peso propio de los tubos estructurales.

El tobogán tendrá una carga lineal de 2,09 kN/m.

El peso propio de la columna será:

Columna 2: $P_d = 63 \text{ N}$

Son dos columnas por apoyo del tobogán, y estas cargas corresponden a cada una individualmente.

La carga lineal de peso propio en cada soporte horizontal, será de: $q_d = 18 \text{ N/m}$.

7.1.1.2 Sobrecargas de uso

No hay especificaciones en el CIRSOC 101, sin embargo, la norma española UNE-EN 13.814, que aborda el tópico de parques de atracciones, considera una sobrecarga de uso de 2 kN/m² que tiene en cuenta el peso de los usuarios y del agua.

7.1.1.3 Cargas de viento

Se utiliza el CIRSOC 102, “Reglamento Argentino de la Acción del Viento sobre las Construcciones”.

Se obtuvo como resultado una carga distribuida en toda la altura de 139 N/m.

7.1.2 Verificación del tobogán

Se trata de una pieza sometida a flexión, con la siguiente carga de diseño:

$$q_d = D + L = 2,09 \text{ kN/m} + 2 \text{ kN/m}^2 * 1,4\text{m} = 4,90 \text{ kN/m}$$

No se hace una combinación de carga como las indicadas en el CIRSOC, ya que no se cuenta con una norma de cálculo para este material, entonces se verificará con tensiones de servicio y luego se adoptará un coeficiente de seguridad para verificar la resistencia última.

Las propiedades del material son las siguientes:

Tabla 7.1.2 Propiedades del PRFV (fuente: StraPlas SA)

Densidad	1,8 kg/dm ³	Dureza Barcol	35/45
Resistencia Axial	4,9 kg/mm ²	Coef. conductividad térmica	0,15–0,20 Kcal/hm°C
A tracción Circunf.	17,0 kg/mm ²	Coef. perdida de carga CW	150
A compresión Circunf.	6,9 kg/mm ²	Resistencia eléctrica	1011 Ohm/cm
A flexión Circunf.	17,0 kg/mm ²	Rigidez dieléctrica	8–12 kv/mm
Módulo de elasticidad del m.	1,7.105 kg/mm ²	Resistencia de impacto	20 Jolue
Presión del test	1,5 veces PS	Coef. dilatación lineal	15–10 -6 mm/m°C

Se cargó el modelo estructural en el programa de cálculo Ftool para obtener las sollicitaciones.

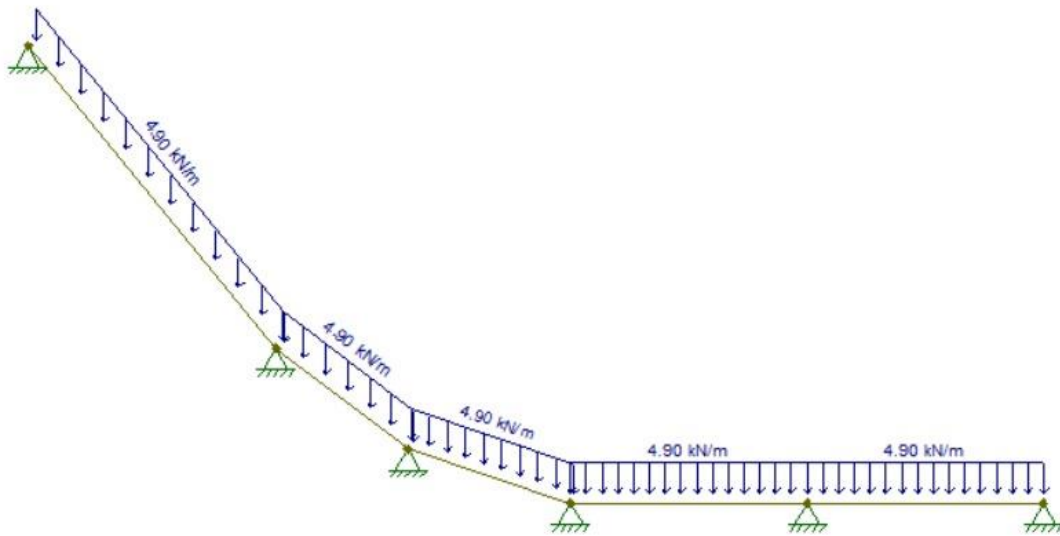


Figura 7.1.2 Cargas sobre el tobogán (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

Los resultados son los siguientes:

$M_{max} = 7,60 \text{ kNm}$; $V_{max} = 9,40 \text{ kN}$; $N_{max} = 9,60 \text{ kN}$

Se deben calcular las características geométricas de la sección:

$t_f = t_w = 7,60 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 107 \text{ cm}$

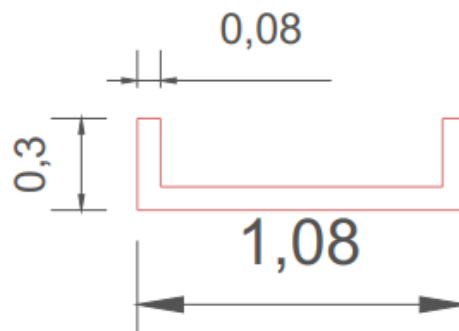


Figura 7.1.3 Sección transversal del tobogán (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

Se determina el eje baricéntrico:

$y_g = 9,34 \text{ cm}$

Se calcula la inercia de la sección aplicando Steiner:

$I_{x1} = (7,60 \text{ cm})^3 * 107 \text{ cm} / 12 = 3.914,20 \text{ cm}^4$; $y_{g1} = 5,54 \text{ cm}$; $A1 = 813,20 \text{ cm}^2$

$I_{x2} = 2 * (22,40 \text{ cm})^3 * 7,60 \text{ cm} / 12 = 14.236,60 \text{ cm}^4$; $y_{g2} = 13,26 \text{ cm}$; $A2 = 340 \text{ cm}^2$

$I_x = I_{x1} + A1 * (y_g - y_{g1})^2 + I_{x2} + A2 * (y_g - y_{g2})^2$

Reemplazando:

$$I_x = 102.890,60 \text{ cm}^4$$

La distancia del baricentro a los ejes extremos son:

$$y_{\text{gsup}} = 30\text{cm} - 9,24\text{cm} = 20,76 \text{ cm} \rightarrow S_{\text{xsup}} = I_x/y_{\text{gsup}} = 4.956,19 \text{ cm}^3$$

$$y_{\text{ginf}} = 9,24\text{cm} \rightarrow S_{\text{xinf}} = I_x/y_{\text{ginf}} = 11.135,35 \text{ cm}^3$$

Se verifica la sección a flexión:

Usando los datos de la tabla x, se verifica la sección a flexión:

$$F_{\text{adm}} = 48 \text{ MPa}$$

$$\text{La máxima tensión en la fibra extrema inferior es: } \sigma_{\text{maxs}} = M_{\text{max}}/S_{\text{xinf}} = 1.000*7,60\text{kNm}/11.135,35 \text{ cm}^3 = 0,68 \text{ MPa}$$

El coeficiente de seguridad al que está trabajando la sección para esta tensión es:

$$v = F_{\text{adm}}/\sigma_{\text{maxs}} = 70,58$$

Se considera que la fibra extrema inferior cumple con las condiciones de servicio y de rotura.

$$\text{La máxima tensión en la fibra extrema superior es: } \sigma_{\text{maxs}} = M_{\text{max}}/S_{\text{sup}} = 1000*7,60\text{kNm}/4.956,19\text{cm}^3 = 1,53 \text{ MPa}$$

El coeficiente de seguridad al que está trabajando la sección para esta tensión es:

$$v = F_{\text{adm}}/\sigma_{\text{maxs}} = 31,30$$

Se considera que la fibra extrema superior cumple con las condiciones de servicio y de rotura.

7.1.3 Verificación de tubos estructurales

Se deben verificar tanto los largueros, como los pilares.

7.1.3.1 Verificación de los largueros

Se calcularon las solicitaciones con el programa Ftool, y se obtuvieron los siguientes resultados:

1. Estado D:

$$M_{\text{max}} = 1 \text{ kNm}; V_{\text{max}} = 4,60 \text{ kN}; N_{\text{max}} = 0,40 \text{ kN}$$

2. Estado L:

$$M_{\text{max}} = 1,40 \text{ kNm}; V_{\text{max}} = 6,10 \text{ kN}; N_{\text{max}} = 0,50 \text{ kN}$$

3. Estado W:

$$M_{\text{max}} = 0,10 \text{ kNm}; V_{\text{max}} = 0,10 \text{ kN}; N_{\text{max}} = 0,10 \text{ kN}$$

La combinación más desfavorable según CIRSOC 301:

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_L = 3,44 \text{ kNm}$$

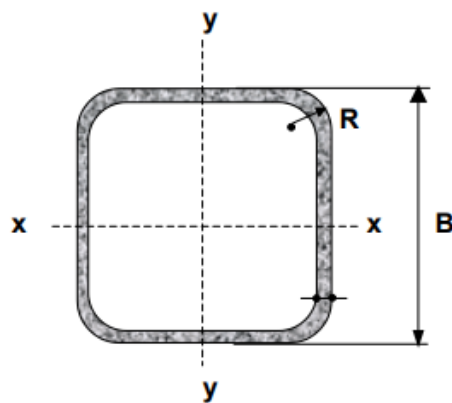
$$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L = 15,28 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,2N_D + 1,6N_L = 1,28 \text{ kN}$$

La resistencia a flexión de la sección propuesta por el fabricante es:

$$M_d = 1,98 \text{ kNm} < M_u \rightarrow \text{No verifica}$$

Se propone entonces la siguiente sección:



$$B = 80\text{mm}; t = 3,20\text{mm}; A_g = 9,57 \text{ cm}^2; p_p = 0,07 \text{ kN/m}$$

$$I = 92,65\text{cm}^4; S = 23,16 \text{ cm}^3; r = 3,11 \text{ cm}; Z = 27,30 \text{ cm}^3; J = 143,98 \text{ cm}^4$$

$$C = 37,62 \text{ cm}^3$$

Datos obtenidos de las tablas IRAM-IAS U 500-218.

$$h = H - 2(t+R) = 6,72 \text{ cm}$$

Figura 7.1.3.1.1 Sección del tubo estructural (fuente: tablas IRAM-IAS U 500-218)

Esta sección tiene las siguientes resistencias:

$$M_d = 4,46 \text{ kNm} > M_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

$$P_d = 140,51 \text{ kN} \gg P_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

$$V_d = 52,22 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

Además, se verificaron las deformaciones bajo cargas de servicio:

$$f_{\max} = 0,15 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = L/250 = 0,56 \text{ cm} \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

7.1.3.2 Verificación de los pilares

Las solicitaciones son las siguientes:

1. Estado D:

$$M_{\max} = 0,60 \text{ kNm}; V_{\max} = 0,40 \text{ kN}; N_{\max} = 4,60 \text{ kN}$$

2. Estado L:

$$M_{\max} = 0,80 \text{ kNm}; V_{\max} = 0,50 \text{ kN}; N_{\max} = 6,10 \text{ kN}$$

3. Estado W:

$$M_{\max} = 0,30 \text{ kNm}; V_{\max} = 0,30 \text{ kN}; N_{\max} = 0,10 \text{ kN}$$

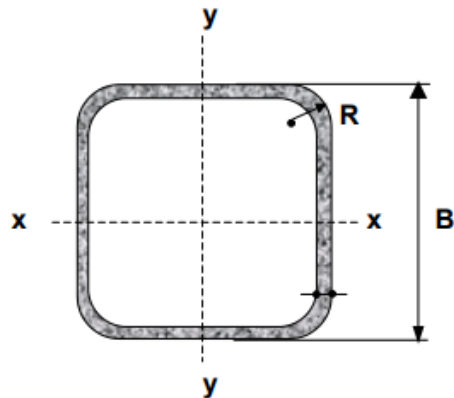
Se deberá encontrar la combinación de cargas más desfavorable según los establecido por el CIRSOC 301:

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_L = 2 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L = 1,28 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,2N_D + 1,6N_L = 15,28 \text{ kN}$$

Se adopta la misma sección que para los largueros y se verifica que resista a las sollicitaciones de los pilares:



$B = 80\text{mm}$; $t = 3,20\text{mm}$; $A_g = 9,57 \text{ cm}^2$; $p_p = 0,07 \text{ kN/m}$

$I = 92,65\text{cm}^4$; $S = 23,16 \text{ cm}^3$; $r = 3,11 \text{ cm}$; $Z = 27,30 \text{ cm}^3$; $J = 143,98 \text{ cm}^4$

$C = 37,62 \text{ cm}^3$

Datos obtenidos de las tablas IRAM-IAS U 500-218.

$$h = H - 2(t+R) = 6,72 \text{ cm}$$

Figura 7.1.3.2.1 Sección del tubo estructural (fuente: tablas IRAM-IAS U 500-218)

La altura del puntal es de 2,30 m. Se considera que el nudo superior del pórtico es desplazable ante un esfuerzo horizontal, como el siguiente ejemplo:

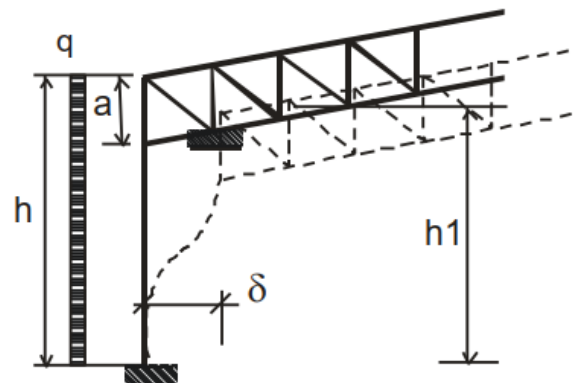


Figura 7.1.3.2.2 Deformabilidad del pórtico (fuente: Troglia, 2018)

En este caso, $h_1 = 2,30\text{m}$.

Y la altura de cálculo se debe tomar como $s_k = 2 \cdot h_1 / 2 = h_1 = 2,30\text{m}$.

Las resistencias de la pieza son:

$$M_d = 4,46 \text{ kNm} > M_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

$$V_d = 52,22 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

$$P_d = 124,42 \text{ kN} > P_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

7.1.4 Sistema de arriostramiento longitudinal

Se dispone de este sistema de manera que sea capaz de soportar las reacciones longitudinales que transmite el tobogán a la estructura resistente.

A pesar de que el puntal tendrá una inclinación, se lo diseña de manera que absorba la totalidad de las reacciones longitudinales que le transmite el larguero, por lo que no se componen las cargas.

Las reacciones según los distintos estados de carga son:

$$RD = 1,40 \text{ kN}; RL = 1,90 \text{ kN}$$

Entonces, el valor del esfuerzo de compresión que solicitara al puntal es:

$$P_D = 1 \text{ kN/m} * 1,40 \text{ m} / 2 = 0,70 \text{ kN}$$

$$P_L = 1,36 \text{ kN/m} * 1,40 \text{ m} / 2 = 0,95 \text{ kN}$$

La carga ultima sera:

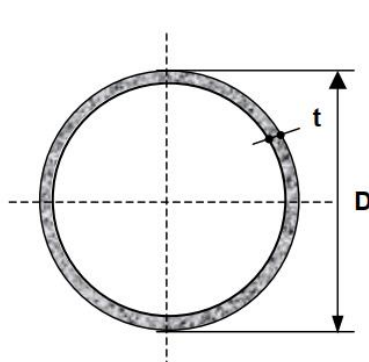
$$P_u = 1,2 P_L + 1,6 P_D = 2,36 \text{ kN}$$

La longitud del puntal será:

$$L_p = \sqrt{2,30^2 + 1,70^2} = 2,86 \text{ m}$$

Se adopta la siguiente sección:

Se adopta un tubo con las siguientes características:



$$D = 44,45 \text{ mm}; t = 0,90 \text{ mm}$$

$$A_g = 1,23 \text{ cm}^2; r = 1,54 \text{ cm}$$

Datos obtenidos de las tablas IRAM-IAS U 500-218.

Figura 7.1.4.1 Sección del tubo estructural (fuente: tablas IRAM-IAS U 500-218)

La resistencia a compresión de la pieza es:

$$P_d = 5,24 \text{ kN} > P_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

7.1.5 Diseño de la base

Se trata de una base empotrada, en la cual se deben dimensionar tanto la placa de asiento como la base de hormigón.

7.1.5.1 Placa de asiento

Su diseño detallado se encuentra en IV-1.6.1.

Los esfuerzos que debe absorber son:

$M_u = 1 \text{ kNm}$; $V_u = 1,28 \text{ kN}$; $N_u = 15,28 \text{ kN}$

Finalmente, se dimensionó una placa con las siguientes dimensiones:

- 35x35 cm con un espesor de $t_p = \frac{3}{8}" = 9,525 \text{ mm}$
- Cartelas de 13,50 cm de altura con un espesor de $t_c = \frac{1}{8}" = 3,175 \text{ mm}$
- Cuatro pernos dispuestos en el eje de la placa, con un diámetro de 20mm cada uno.
- Soldaduras con un lado $d_w = 8\text{mm}$ tanto para la unión de la cartela y perfil con la placa, como para la unión de la cartela con el perfil.

El esquema final es el siguiente:

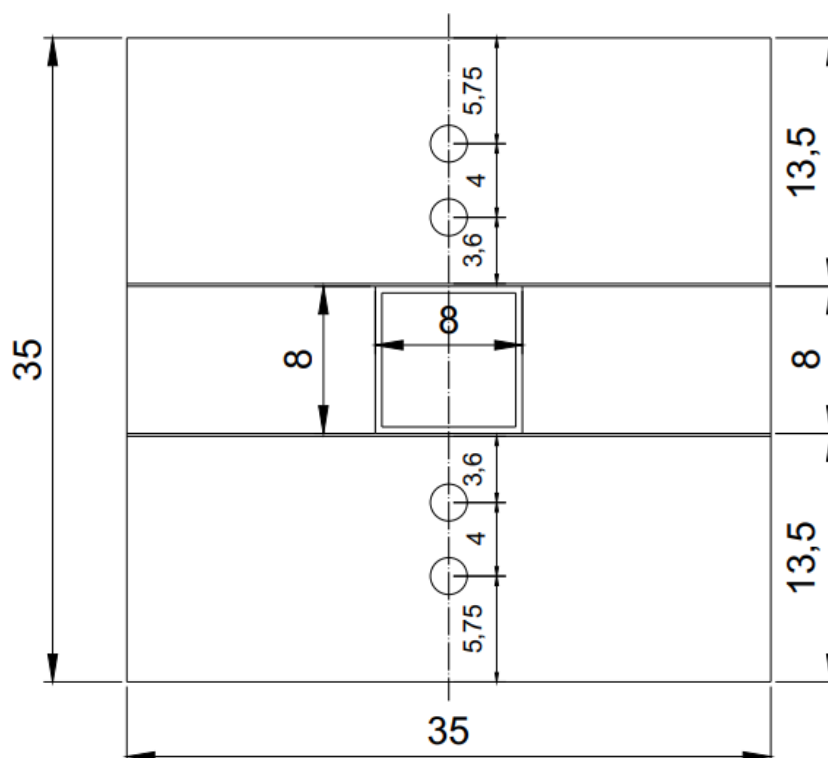


Figura 7.1.5.1 Placa de asiento (fuente: elaboración propia)

7.1.5.2 Base de hormigón

Tiene dimensiones de 45x45cm. Se utilizará hormigón H-25.

Según los distintos estados, se extraen de IV-1.5 la reacción que se transmiten a las bases:

1. Estado D:

$M = 0,30 \text{ kNm}$; $V = 0,4 \text{ kN}$; $N = 4,60 \text{ kN}$

2. Estado L:

$$M = 0,40 \text{ kNm}; V = 0,50 \text{ kN}; N = 6,10 \text{ kN}$$

3. Estado W:

$$M = 0,20 \text{ kNm}; V = 0,30 \text{ kN}; N = 0,10 \text{ kN}$$

Se considera para el cálculo dos escenarios distintos, los cuales se detallan a continuación:

1. Combinación de carga para los estados D y L.
2. Combinación de carga para los estados D y W.

Donde la combinación de cargas nominales que presentan peores condiciones, es en la que actúan el peso propio y sobrecargas.

$$M_n = 0,3 \text{ kNm} + 0,4 \text{ kNm} = 0,7 \text{ kNm}$$

$$N_n = 4,6 \text{ kN} + 6,1 \text{ kN} = 10,7 \text{ kN}$$

$$V_n = 0,4 \text{ kN} + 0,5 \text{ kN} = 0,9 \text{ kN}$$

Se plantea el cálculo de una base de hormigón armado centrada.

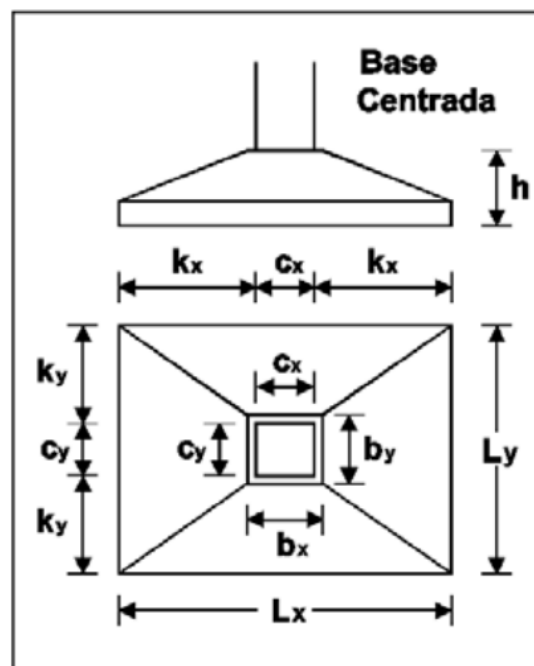


Figura 7.1.5.2.1 Dimensiones de la base (fuente: CIRSOC 201, 2005)

Finalmente, según lo desarrollado en IV-1.6.2, las dimensiones de la base son:

$$c_x = c_y = 0,08 \text{ m}; L_x = L_y = 1,5 \text{ m}$$

$$c_c = 0,05 \text{ m}; \alpha_s = 40^\circ$$

Valores intermedios:

$$\beta = c_x / c_y = 0,08 \text{ m} / 0,08 \text{ m} = 1$$

$$b_x = c_x + c_c = 0,13 \text{ m}$$

$$b_y = c_y + c_c = 0,13 \text{ m}$$

$$b_{wx} = (5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8 = 0,64 \text{ m}$$

$$b_{wy} = (5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8 = 0,64 \text{ m}$$

$$k_x = (L_x - c_x) / 2 = 0,71 \text{ m}$$

$$k_y = (L_y - c_y) / 2 = 0,71 \text{ m}$$

$$d = 0,3 \text{ m}$$

$$dx = 0,305 \text{ m} \quad dy = 0,295 \text{ m}$$

Talón de 0,25m

7.1.6 Esquema final

Finalmente, el esquema de la estructura propuesta es el siguiente:

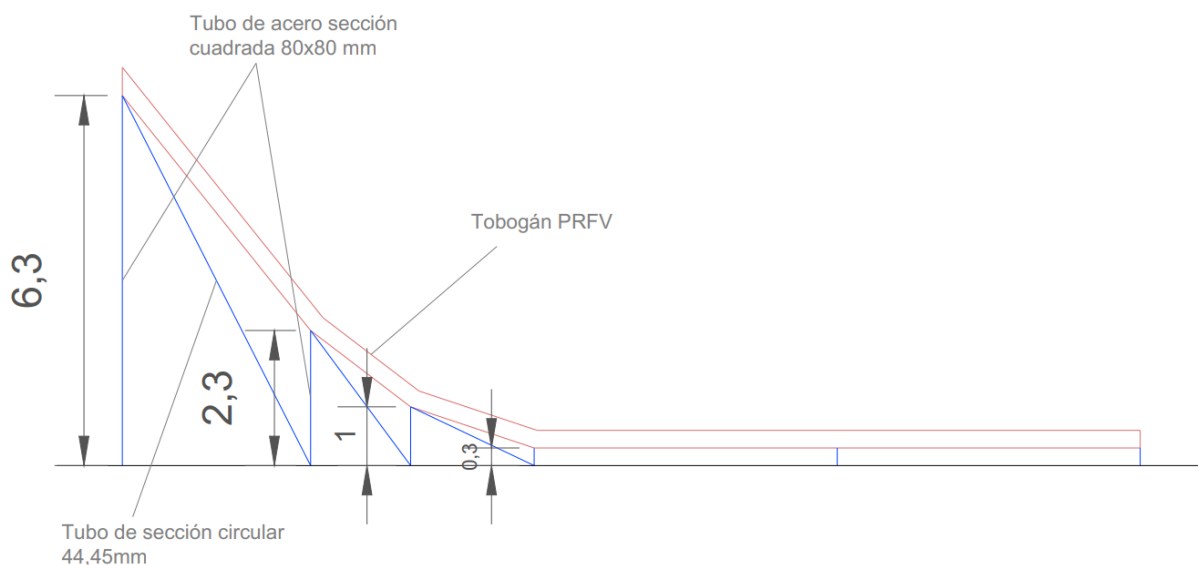


Figura 7.1.6 Esquema de la estructura propuesta (fuente: elaboración propia)

7.2. Cálculo del edificio de administración

7.2.1. Introducción. Losas cruzadas

Teniendo en cuenta las dimensiones que se plantearon se adoptan losas que transmiten las cargas en dos direcciones, ya que todas las losas en análisis cumplen con la relación de lado mayor/lado menor ≤ 2 .

Se plantean vigas lo suficientemente rígidas, por lo tanto se puede hacer una hipótesis simplificativa importante que es suponer que el desplazamiento normal al plano de la losa en correspondencia con las vigas es nulo (desplazamiento nulo). En este caso se pueden analizar las losas independientemente de las vigas, que serán líneas de apoyo ideales (apoyos simples o continuos).

La forma de la superficie deformada se muestra en la figura 8.1.1, la cual presenta curvaturas en ambas direcciones indicando que la carga se transmite según x e y.

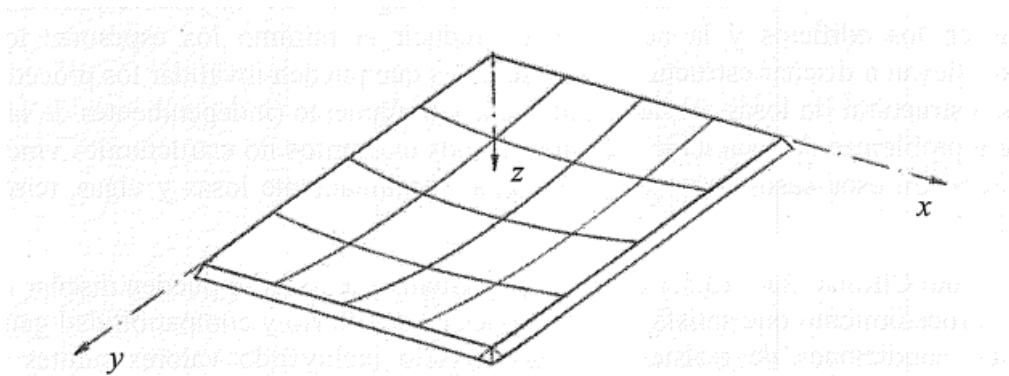


Figura 7.2.1.1. Flexión de losa cruzada simplemente apoyada en los cuatro bordes, con carga uniforme.
(Fuente: Moller, 2010)

- ❖ Se consideran las losas cruzadas como simplemente apoyadas.

7.2.1.1. Análisis de cargas, adopción de espesores y materiales

Para la realización del análisis de cargas (véanse planos 13 y 14), en primera medida, se detallan las cargas de peso propio y sobrecargas.

Tabla 7.2.1.1.1. Cargas sobre losa. Fuente: Elaboración propia.

Cargas sobre losa		
Peso propio [kN/m ²]	4,5	kN/m ²
Contrapiso - e=10 cm	1,6	
Mortero de asiento - e=2cm	0,42	
Mosaico granítico - e=2cm	0,44	
Cielorraso aplicado a la cal	0,38	
Carga permanente	7,34	
Sobrecarga baño	2	
Sobrecarga cocina	4	
Sobrecarga archivo	5	
Sobrecarga oficinas	2,5	
Placas durlock [kN/m]	0,75	

Se calcula la carga última, tomando como referencia la figura 7.2.1.1.1.

- $U = 1,4 (D+F)$ (9-1)
- $U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-2)
- $U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$ (9-3)
- $U = 1,2 D + 1,6 W + f_1 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-4)
- $U = 1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_r) + f_2 S$ (9-5)
- $U = 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H$ (9-6)
- $U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$ (9-7)

Figura 7.2.1.1.1. Combinación de acciones para los estados límites últimos. (Fuente: Cirsoc 201, 2005)

A continuación se detallan las cargas uniformemente distribuidas para cada una de las losas:

Tabla 7.2.1.1.2. Cargas uniformemente distribuidas de losas. (Fuente: Elaboración propia.)

Combinación de cargas	
LC10-LC11	12,8 KN/m ²
LC7	16,8 KN/m ²
LC6	12,2 KN/m ²
LC5	15,2 KN/m ²
LC1-LC2-LC3-LC4	13,6 KN/m ²
LC8	12,5 KN/m ²
LC9	12,4 KN/m ²

En cuanto a la adopción de espesores, se toma como base la tabla 7.2.1.1.3. para adoptar el mínimo. Se toma como referencia la mayor longitud de las losas y se adopta la misma altura para todas, simplificando así el cálculo y poniéndonos del lado de la seguridad.

$h = L / 33 = 15\text{cm}$ (Luego se verificará que cumpla con las condiciones de resistencia)

Tabla 7.2.1.1.3. Espesor mínimo para sistema de losas en dos direcciones. (Fuente: Cirsoc 201, 2005)

Sistema de losas en dos direcciones	α_{fm}	β	Mínimo h
Placa Plana	-	≤ 2	$\ell_n / 30$
Placa Plana con vigas de borde ⁽¹⁾ ($h_{min} = 120 \text{ mm}$)	-	≤ 2	$\ell_n / 33$
Losa Plana ⁽²⁾	-	≤ 2	$\ell_n / 33$
Losa Plana con vigas de borde ⁽¹⁾ ($h_{min} = 100 \text{ mm}$)	-	≤ 2	$\ell_n / 36$
Losa en dos direcciones, apoyada en vigas ⁽³⁾	$\leq 0,2$	≤ 2	$\ell_n / 30$
	1	1	$\ell_n / 33$
		2	$\ell_n / 36$
	≥ 2	1	$\ell_n / 37$
		2	$\ell_n / 44$
Losa en dos direcciones, apoyada en vigas ^(1,3)	$\leq 0,2$	≤ 2	$\ell_n / 33$
	1	1	$\ell_n / 36$
		2	$\ell_n / 40$
	≥ 2	1	$\ell_n / 41$
		2	$\ell_n / 49$
⁽¹⁾ Relación de rigidez losa-viga de borde $\alpha_f \geq 0,8$ (9.5.3.3.).			
⁽²⁾ Longitud del ábaco $\geq 1/3 h$; altura del ábaco $\geq 1/4 h$ (ver los artículos 13.2.5. y 13.3.7.)			
⁽³⁾ Mínimo h = 120 mm para $\alpha_{fm} \leq 2$; mínimo h= 90 mm para $\alpha_{fm} > 2$ (9.5.3.3.)			

7.2.1.2. Armaduras

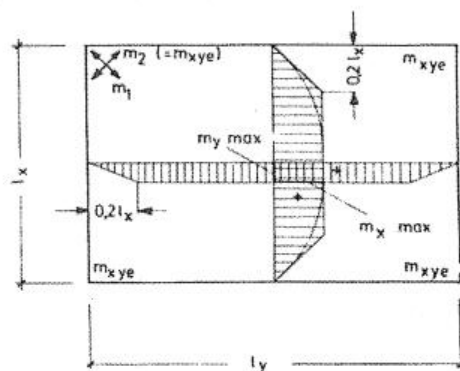
Las armaduras se disponen según las dos dimensiones de trabajo de la losa, calculadas con los momentos flectores en la sección crítica (valor máximo de tramo).

La armadura que cubre el mayor momento entre (m_x y m_y), que en general flexa la luz menor, se coloca más cerca de la superficie de hormigón, es decir aprovechando la mayor altura estática $d_1 = h - c_c - d_b/2$. La otra armadura se coloca a 90° de la anterior con $d_2 = d_1 - d_b$.

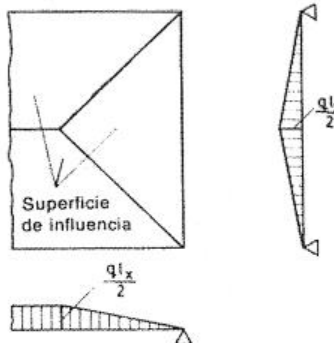
La separación entre barras no debe superar el siguiente valor:

$$s_{\max} \leq 2 \cdot h = 50 \text{ cm}$$

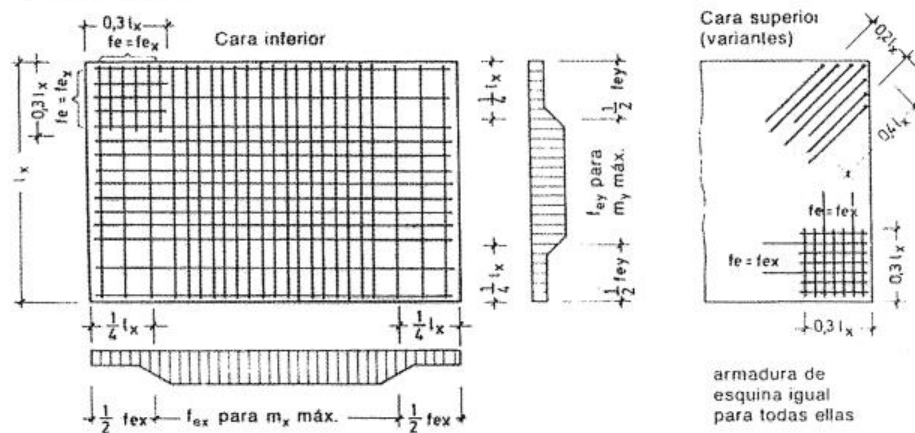
a) momentos
(distribución simplificada)



Reacciones de apoyo
(aproximadas)



b) armadura de barras



c) armadura de mallas

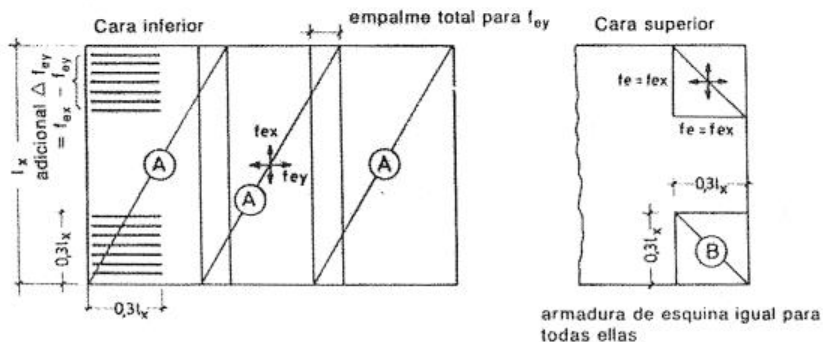


Figura 7.2.1.2.1. Armado de una losa rectangular simplemente apoyada con carga uniforme. (Fuente: Moller, 2010)

7.2.1.3. Recubrimientos

Para el recubrimiento de hormigón en las losas cruzadas, se toma como referencia la tabla 7.2.1.3.1. Entrando a la tabla con ($\phi_b = 8 \text{ mm}$), se adopta:

$cc = 20 \text{ mm}$

Tabla 7.2.1.3.1. Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra. (Fuente: Moller, 2010)

	Condición	Recubrimiento mínimo en mm
(a)	☐ Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza, indicado en el artículo 5.6.2.1.)	50
(b)	Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre ☐ para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$ ☐ para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	35 30
(c)	Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:	
	<i>Losas, tabiques, nervaduras:</i> ☐ para barras con $d_b > 32 \text{ mm}$ ☐ para barras y alambres con $d_b \leq 32 \text{ mm}$	30 20 pero $\geq d_b$
	<i>Vigas, columnas:</i> ☐ para armadura principal ☐ para estribos abiertos y estribos cerrados ☐ para zunchos en espiral	d_b pero ≥ 20 y ≤ 40 20 40
	<i>Cáscaras y placas plegadas:</i> ☐ para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$ ☐ para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	20 15
	(*)	
	• Para las clases de exposición A3, Q1 y C1 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 30 % • Para las clases de exposición CL, M1, M2, M3, C2, Q2 y Q3 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 50 %.	

7.2.1.4. Resultados

Se detallan los coeficientes y secciones obtenidos en la siguiente tabla 7.2.1.4.1. En el anexo se desarrolla el cálculo realizado para las losas cruzadas.

Tabla 7.2.1.4.1. Planilla de losas cruzadas. (Fuente: Elaboración propia.)

POSICION	LUCES (m)		CARGA S ly/lx (kN/m2)	CARGAS SIN MAYORAR (kN/m ²)	CONDICION DE VINCULOS				mx	my	rx	ry	REACCIONES (kN/m)		MOMENTO s sin mayorar Jd(m ²)			d1 (cm)	d2 (cm)	h (cm)	ARMADURA				BSERVACIONE			
	lx	ly	q	q									Rx	Ry	Rx	Ry	Mx	My				cm2	f	sep.		cm2	f	sep.
Homrign H-25 Acero ADN 420. Se calcularon en esta instancia como losas cruzadas																												
L1	3.54	2.95	0.84	13.61	10.34	ART-ART			28.74	19.76	3.03	3.86	56.14	30.73	42.66	23.35	5.92	6.00					8	10		8	10	
L2	3.54	4.45	1.26	13.61	10.34	ART-ART			17.86	29.94	3.83	2.75	44.41	98.05	33.75	74.50	9.52	9.01					8	10		8	10	
L3	4.53	2.95	0.65	13.61	10.34	ART-ART			36.63	13.33	1.99	3.76	140.31	31.55	106.61	23.97	7.62	8.90					8	10		8	10	
L4	4.53	4.45	0.98	13.61	10.34	ART-ART			27.17	27.17	4	4	69.80	67.41	53.04	51.22	10.28	9.92					8	10		8	10	
L5	3.42	2.95	0.86	15.21	11.34	ART-ART			28.74	19.76	3.03	3.86	58.87	34.35	43.90	25.61	6.21	6.71					8	10		8	10	Por flexión, se podia cubrir con
L6	3.42	4.45	1.30	12.21	9.51	ART-ART			16.16	31.45	3.8	2.48	37.69	97.56	29.35	75.97	8.86	7.69					8	10		8	10	
L7	2.40	2.95	1.23	16.81	12.34	ART-ART			17.86	29.94	3.83	2.75	25.28	53.28	18.56	39.12	5.42	4.89	17.96	17.16	20		8	10	5.027	8	10	106c/15cm. Se coloca 108c/10cm por retracción y fluencia
L8	2.40	2.95	1.23	16.81	9.74	ART-ART			17.86	29.94	3.83	2.75	25.28	53.19	14.65	30.82	5.42	4.89					8	10		8	10	
L9	4.99	4.45	0.89	12.48	9.66	ART-ART			27.86	21.93	3.33	3.91	93.32	63.25	72.23	48.96	11.15	11.28					8	10		8	10	
L10	3.00	4.45	1.48	12.39	9.84	ART-ART			13.98	35.09	3.76	2.105	29.66	116.63	23.55	92.63	7.97	7.00					8	10		8	10	
L11	3.00	2.95	0.98	12.81	9.84	ART-ART			27.17	27.17	4	4	28.82	27.91	22.14	21.45	4.24	4.11					8	10		8	10	
L12	3.02	2.00	0.66	12.81	9.84	ART-ART			36.63	13.33	1.99	3.76	58.70	13.63	45.10	10.47	3.19	3.84					8	10		8	10	
L13	3.02	2.94	0.97	12.81	9.84	ART-ART			27.17	27.17	4	4	29.20	27.68	22.44	21.26	4.30	4.07					8	10		8	10	

7.2.2. Introducción. Vigas

Para el cálculo de la resistencia de la sección recta requiere que se cumplan dos condiciones.

- Equilibrio estático: las fuerzas internas, tales como momentos flectores y torsiones, esfuerzos de corte y normales, de una sección cualquiera del elemento, deben estar en equilibrio con los efectos de las cargas externas.
- Compatibilidad de deformaciones: entre las deformaciones en el hormigón y en el acero, para las condiciones últimas.

Para calcular la resistencia nominal se adoptan las siguientes hipótesis:

- Las deformaciones en el hormigón y el acero son directamente proporcionales a la distancia del eje neutro. Es decir las secciones planas normales al eje de flexión, se mantienen planas después de la flexión.
- La máxima deformación utilizable en la fibra de hormigón extrema comprimida es $\epsilon_{cu} = 0,003$.

Los resultados de ensayos de vigas de hormigón armado muestran que la máxima deformación específica de compresión del hormigón varía desde 0,003 hasta 0,008, pero a fines prácticos se utiliza el valor 0,003.

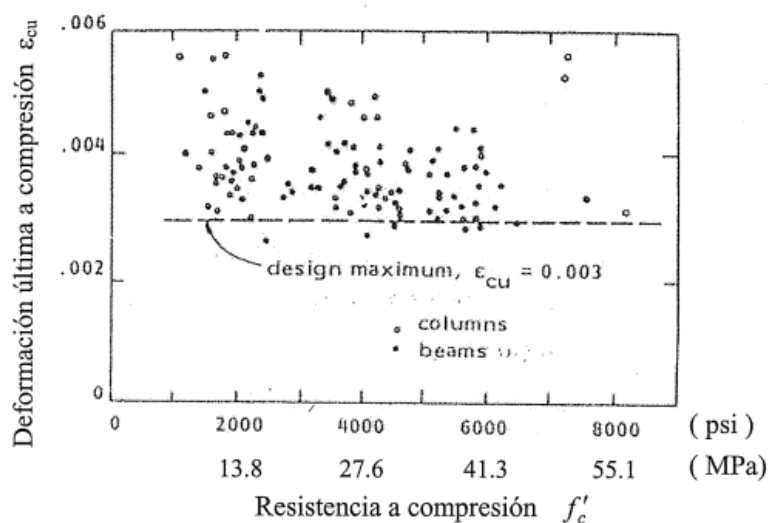


Figura 7.2.2.1. Deformación máxima a compresión del hormigón. (Fuente: Moller, 2010)

- La relación constitutiva tensión - deformación del acero para armadura es una relación bilineal.

Para el diseño práctico no se considera el incremento de resistencia por endurecimiento a deformaciones más allá del escalón de fluencia.

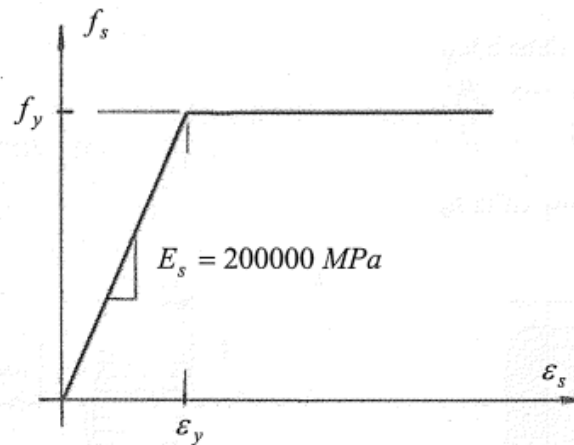


Figura 7.2.2.2. Relación constitutiva tensión - deformación para la armadura. (Fuente: Moller, 2010)

- No se considera la resistencia a tracción del hormigón.

La resistencia a tracción del hormigón solicitada a flexión es una pequeña fracción de la resistencia a compresión, y normalmente el hormigón estará fisurado en las zonas tensionadas para condiciones últimas.

- Se considera una distribución rectangular de tensiones de compresión en el hormigón de valor $0,85 \cdot f'_c$, sobre una zona limitada por los extremos de la sección y por una línea recta paralela al eje neutro a distancia ($a = \beta_1 \cdot c$) a partir de la fibra comprimida con deformación máxima.

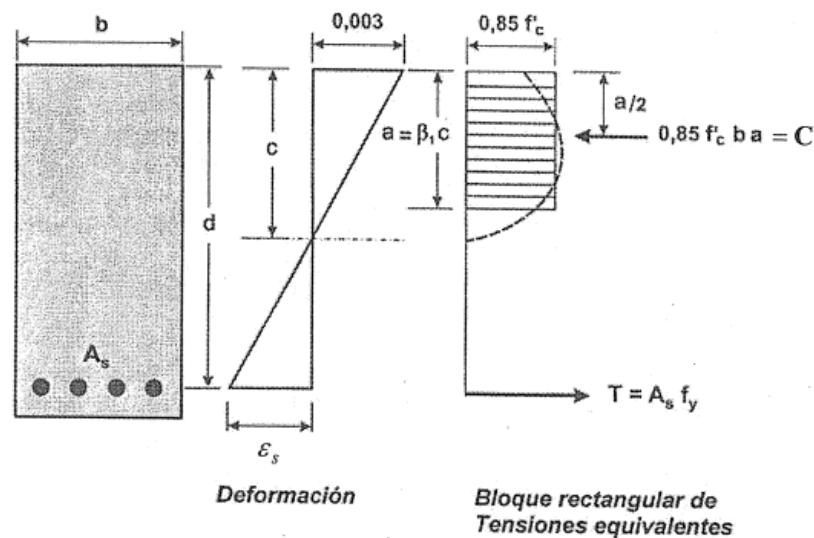


Figura 7.2.2.3. Distribución rectangular de tensiones equivalentes de hormigón. (Fuente: Moller, 2010)

- ❖ Se consideran las vigas simplemente apoyadas.

7.2.2.1. Análisis de cargas, adopción de espesores y materiales

Para la realización del análisis de cargas, en primera medida, se detallan las cargas de peso propio, sobrecargas y reacciones de losa sobre vigas.

Tabla 7.2.2.1.1. Cargas sobre viga. Fuente: Elaboración propia.

POSICION	LUZ (m)	q (kN/m)	q sin mayorar (kN/m)	p (kN)	Ps (kN)	REACCIONES (kN)		Reacciones sin mayorar		xo (m)	M (kNm)	Mmax (kNm)	Vmax (kN)	DIMENSIONES (m)			
						A	B	A	B					bw	d	h	bef
V1	2.9526	42.806	33.410	-	-	63.19	63.19	49.32	49.32	-	46.65	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V2	4.4514	110.124	84.560	-	-	245.10	245.10	188.21	188.21	-	272.76	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V3	3.5355	73.802	57.380	-	-	130.46	130.46	101.43	101.43	-	115.31	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V4	3.5355	110.149	84.410	-	-	194.72	194.72	149.22	149.22	-	172.10	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V5	3.5355	62.076	48.470	-	-	109.73	109.73	85.68	85.68	-	96.99	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V6	2.9526	71.885	55.320	-	-	106.12	106.12	81.67	81.67	-	78.34	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V7	4.4514	175.062	133.720	-	-	389.64	389.64	297.62	297.62	-	433.61	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V8	4.5297	157.971	121.330	-	-	357.78	357.78	274.79	274.79	-	405.16	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V9	4.5297	219.710	167.650	-	-	497.61	497.61	379.70	379.70	-	563.51	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V10	4.5297	87.467	67.760	-	-	198.10	198.10	153.47	153.47	-	224.33	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V11	4.4514	175.467	135.940	-	-	390.54	390.54	302.56	302.56	-	434.61	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V12	3.4248	76.535	58.620	-	-	131.06	131.06	100.38	100.38	-	112.21	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V13	3.4248	106.159	83.310	-	-	181.79	181.79	142.66	142.66	-	155.65	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V14	3.4248	55.352	44.070	-	-	94.78	94.78	75.47	75.47	-	81.15	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V15	2.9526	142.404	110.330	-	-	210.23	210.23	162.88	162.88	-	155.18	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V16	4.4514	170.402	134.990	-	-	379.26	379.26	300.45	300.45	-	422.06	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V17	5	68.220	47.930	171.36	115.06	256.23	256.23	177.36	177.36	-	427.38	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V18	5	153.475	113.440	171.36	115.06	469.37	469.37	341.13	341.13	-	693.81	-	469.37	0.4	0.78	0.8	0.4
V19	5	102.919	80.230	-	-	257.30	257.30	200.58	200.58	-	321.62	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V20	2.9526	116.073	77.940	-	-	171.36	171.36	115.06	115.06	-	126.49	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V21	4.4514	189.476	149.590	-	-	421.72	421.72	332.94	332.94	-	469.31	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V22	3	46.482	36.860	-	-	69.72	69.72	55.29	55.29	-	52.29	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V23	3	68.075	53.690	-	-	102.11	102.11	80.54	80.54	-	76.58	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V24	3	47.321	38.270	-	-	70.98	70.98	57.41	57.41	-	53.24	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V25	2.9526	52.040	40.670	-	-	76.83	76.83	60.04	60.04	-	56.71	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V26	2	96.492	76.325	-	-	96.49	96.49	76.33	76.33	-	48.25	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V27	2.24	67.915	54.315	-	-	76.07	76.07	60.83	60.83	-	42.60	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V28	3.02	76.365	59.820	-	-	115.31	115.31	90.33	90.33	-	87.06	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V29	3.02	97.504	75.540	-	-	147.23	147.23	114.07	114.07	-	111.16	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V30	2.9526	31.290	25.190	-	-	46.19	46.19	37.19	37.19	-	34.10	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V31	2.014	45.34	35.980	-	-	45.66	45.66	36.23	36.23	-	22.99	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V32	2.9526	109.462	83.940	-	-	161.60	161.60	123.92	123.92	-	119.28	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V33	2.9526	91.364	61.020	-	-	134.88	134.88	90.08	90.08	-	99.56	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V34	3.0275	39.464	31.190	-	-	59.74	59.74	47.21	47.21	-	45.21	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V35	3.0275	17.664	14.720	-	-	26.74	26.74	22.28	22.28	-	20.24	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4
V36	2.24	17.864	14.720	-	-	19.78	19.78	16.49	16.49	-	11.08	-	-	0.4	0.78	0.8	0.4

- Se realiza el cálculo de la carga última, tomando como referencia figura 7.2.1.1.1

En cuanto a los espesores mínimos, se toma como referencia la tabla 7.2.2.1.3. Sabiendo que la viga es simplemente apoyada, se tomará como altura o espesor mínimo ($h = luz / 16$)

Tabla 7.2.2.1.2. Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección.
 (Fuente: Cirsoc 201, 2005)

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$
☐ La luz l se expresa en mm. ☐ Los valores dados en esta tabla son para elementos de hormigón de peso normal ($w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$) y armadura con $f_y = 420 \text{ MPa}$. Para otras condiciones, los valores se deben modificar como se indica a continuación: a) Para hormigón liviano estructural con w_c comprendido entre 1500 y 2000 kg/m^3, los valores de la Tabla 9.5.a) se deben multiplicar por $(1,65 - 0,0003 w_c)$, valor que debe ser igual o mayor que 1,09. b) Para $f_y \neq 420 \text{ MPa}$, los valores de esta Tabla se deben multiplicar por la expresión $(0,4 + f_y / 700)$.				

7.2.3. Introducción. Columnas

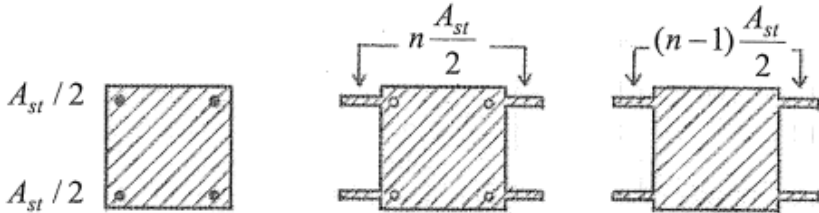
Las columnas son elementos que tienen principalmente cargas de compresión. Además, en general, también están sometidos a momentos flectores en uno de los ejes de la sección transversal, sin embargo, la compresión domina su comportamiento.

En este caso, se analiza elementos reforzados con barras longitudinales y estribos transversales. Para el caso en estudio, se puede clasificar a las columnas como cortas, en donde, la resistencia depende solo de la resistencia de los materiales y de la geometría de la sección transversal.



Figura 7.2.3.1. Columnas de hormigón armado. (Fuente: Moller, 2010)

El comportamiento elástico para tensiones inferiores a $f'_c / 2$, el hormigón se comporta prácticamente elástico. Debido a la adherencia entre hormigón y acero, la deformación es la misma para ambos materiales, y utilizando los conceptos de sección homogeneizada resulta:

$$\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c} = \varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \rightarrow f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c$$


sección real
sección homogeneizada

Figura 7.2.3.2. Sección homogeneizada para compresión axial. (Fuente: Moller, 2010)

La condición de equilibrio es:

$$P = f_c * (A_g + (n - 1) * A_{st})$$

- P = Carga axial.
- A_g = Área bruta de hormigón.
- A_{st} = Área total de la armadura.

Para determinar la capacidad portante, o la resistencia de la columna, se debe considerar que en el rango de tensiones y deformaciones elevadas previas a la carga última no pueden utilizarse las relaciones elásticas, además el hormigón no se comporta igual con cargas rápidas que con cargas lentas.

Con cargas lentas, representativas de cargas permanentes, los ensayos han demostrado que la resistencia a compresión máxima confiable del hormigón es aproximadamente $0,85 f'_c$.

La deformación última a compresión del hormigón es $\varepsilon_{cu} = 0,003$, para lo cual el acero, en general, está en el periodo de fluencia, ya que:

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 420 \text{ MPa} / 200.000 \text{ Mpa} = 0,0021$$

Entonces para la deformación última de $0,003$, igual para ambos materiales, la resistencia nominal es:

$$P_n = 0,85 * f'_c * A_c + f_y * A_{st}$$

Luego la resistencia nominal debe afectarse por el coeficiente de minoración de resistencia, detallado en la siguiente ecuación:

$$\phi * P_n \geq P_u$$

Donde P_u es el esfuerzo normal último obtenido con las cargas mayoradas, $\phi = 0,65$ para columnas con estribo.

El reglamento CIRSOC 201 establece una limitación adicional en la resistencia de columnas, para tener en cuenta excentricidades accidentales de las cargas no consideradas en el modelo de análisis, para columnas con estribos, sería:

$$P_d = \phi * P_n = 0,80 * \phi * (0,85 * f'_c * A_c + f_y * A_{st})$$

- ❖ Se considera la columna como simplemente apoyada.

7.2.3.1. Armaduras

Los estribos en columnas cumplen las siguientes funciones:

- Evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas.
- Facilitar el armado y el mantenimiento en la posición adecuada de las barras durante el hormigonado.

Para ello se especifica que todas las barras estén restringidas con una rama de estribo, a menos que esté ubicada a una distancia $\leq 15 d_{be}$ de otra arriostrada. La separación entre estribos debe ser:

$$s \leq \begin{cases} 12 d_b & (d_b : \text{diámetro de la barra longitudinal}) \\ 48 d_{be} & (d_{be} : \text{diámetro del estribo}) \\ b & (\text{lado menor de la columna}) \end{cases}$$

Además, como mínimo, deber ser $d_{be} = 6 \text{ mm}$ para $d_b \leq 16 \text{ mm}$; $d_{be} = 8 \text{ mm}$ para $16 < d_b \leq 25 \text{ mm}$; $d_{be} = 10 \text{ mm}$ para $25 < d_b \leq 32 \text{ mm}$; $d_{be} = 12 \text{ mm}$ para $d_b > 32 \text{ mm}$.

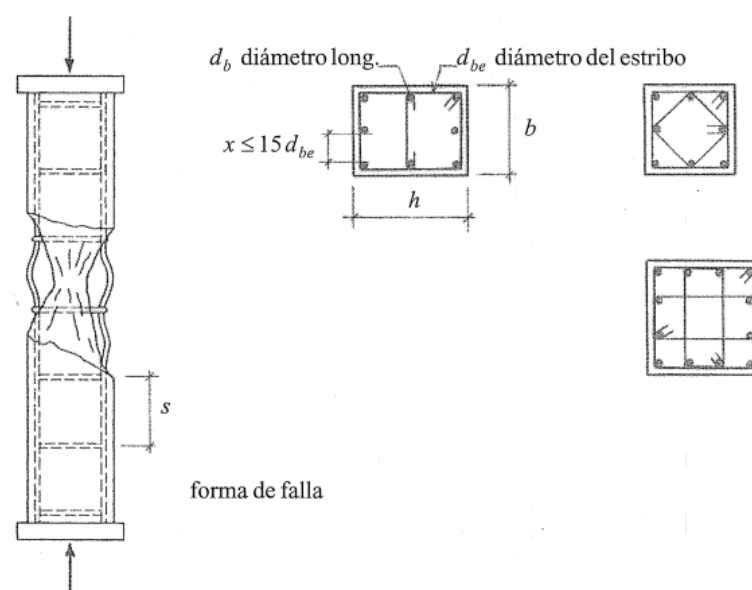


Figura 7.2.3.1.1. Columna con estribos. (Fuente: Moller, 2010)

- Armadura mínima: se especifica $A_{st} \geq 0,01 \cdot A_g$ para considerar una resistencia mínima a flexión, aunque el modelo de diseño no lo indique, y para reducir los efectos de fluencia lenta.
- Armadura máxima: se especifica $A_{st} \leq 0,08 A_g$, que es un índice de carácter práctico que contempla razones de economía y facilidades de colocación.

7.2.3.2. Análisis de cargas, adopción de espesores y materiales

Para la realización del análisis de cargas en primera medida, se detallan las cargas de peso propio, sobrecargas y reacción de la cubierta sobre las columnas de planta alta, que serán planteadas como columnas cortas.

Tabla 7.2.3.2.1. Cargas sobre columnas de PA. (Fuente: Elaboración propia)

Cargas sobre cubierta		kN/m ²
Cabios (2"x4"; 2 por metro; $\gamma=8\text{kN/m}^3$)	0,08	
Machimbrado (2,5 cm; $\gamma=8\text{kN/m}^3$)	0,2	
Membrana asfáltica	0,05	
Tejas españolas	1	
Carga permanente	1,33	
Sobrecarga (azotea innaccesible)	1	

- Se realiza el cálculo de la carga última, tomando como referencia figura 7.2.1.1.1

$$P_u = 1,2 \cdot 1,33 \text{ kN/m}^2 + 1,6 \cdot 1 \text{ kN/m}^2 = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando por la superficie de la cubierta (191m²), obtendremos una carga uniformemente distribuida que, dividiendo por la cantidad de columnas (23), dará el valor de la compresión sobre cada columna:

Carga uniforme	610.44
Carga por columna	29.07

Carga sin mayorar	445.03
Carga por columna	21.2

De manera idéntica se prosiguió con las cargas sobre las columnas de PB, componiendo las cargas de peso propio, reacciones de vigas y de las columnas de PA:

Tabla 7.2.3.2.2. Cargas sobre columnas de PB. (Fuente: Elaboración propia)

POS. C21-C41	TRAMO PA	CARGA DE VIGAS (kN)				Cargas de vigas sin mayorar (kN)				Pp (kN) 3	Tramo 3	CARGAS (kN)	
		DER →	IZQ ←	ABA →	ARR ←	DER	IZQ	ABA	ARR			Tramo super.	TOTAL
C1	PB	130.46			63.19	101.43			49.32	4.6875	199.28	32.66	231.94
C2		194.72		63.19	245.10	149.22		49.32	188.21	4.6875	508.64	32.66	541.30
C3		109.73		245.10		85.68		188.21		4.6875	360.46	32.66	393.12
C4		357.78	130.46		106.12	274.79	101.43		81.67	4.6875	599.99	32.66	632.65
C5		497.61	194.72	106.12	389.64	379.70	149.22	81.67	297.62	4.6875	1193.71	32.66	1226.37
C6		198.10	109.73	389.64		153.47	85.68	297.62		4.6875	703.09	32.66	735.75
C7		131.06	357.78		161.60	100.38	274.79		123.92	4.6875	656.06	32.66	688.72
C8		181.79	497.61	161.60	390.54	142.66	379.70	123.92	302.56	4.6875	1237.16	32.66	1269.82
C9		94.78	198.10	390.54		75.47	153.47	302.56		4.6875	689.05	32.66	721.71
C10		256.23	131.06		210.23	177.36	100.38		162.88	4.6875	603.14	32.66	635.80
C11		469.37	181.79	210.23	379.26	341.13	142.66	162.88	300.45	6.75	1248.75	32.66	1281.41
C12		257.30	94.78	379.26		200.58	75.47	300.45		4.6875	736.97	32.66	769.63
C13		69.72	256.23		134.88	55.29	177.36		90.08	4.6875	466.46	32.66	499.12
C14		102.11	94.78	134.88	421.72	80.54	75.47	90.08	332.94	4.6875	759.12	32.66	791.78
C15		70.98	257.30	421.72		57.41	200.58	332.94		4.6875	755.62	32.66	788.28
C16		115.31	69.72		76.83	90.33	55.29		60.04	4.6875	267.49	32.66	300.15
C17		147.23	102.11	76.83	96.49	114.07	80.54	60.04	76.33	4.6875	428.29	32.66	460.95
C18		59.74		96.49	76.07	47.21		76.33	60.83	4.6875	237.92	32.66	270.58
C19		26.74	70.98	76.07		22.28	57.41	60.83		4.6875	179.41	32.66	212.07
C20			115.31		46.19		90.33		37.19	4.6875	167.13	32.66	199.79
C21			147.23	46.19	45.66		114.07	37.19	36.23	4.6875	244.71	32.66	277.37
C22				45.66	19.78		47.21	36.23	16.49	4.6875	130.80	32.66	163.46
C23			26.74	19.78			22.28	16.49		4.6875	52.15	32.66	84.81

7.2.4. Introducción de bases

Se plantea la disposición de bases centradas, teniendo en cuenta que según el diseño arquitectónico y la disposición del terreno, donde no se tienen construcciones cercanas que impongan la ejecución de bases medianeras o de esquina.

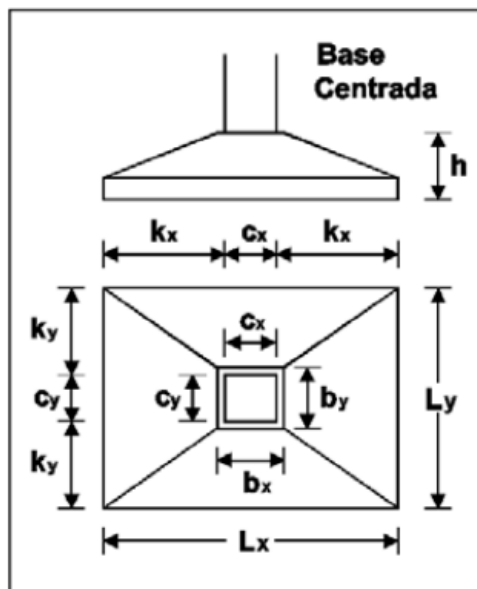


Figura 7.2.4.1. Base centrada. (Fuente: CIRSOC 201, 2005)

7.2.4.1. Superficie de contacto

La superficie de contacto de las bases se supone determinada en función de las recomendaciones dadas por el estudio de suelos. En lo que sigue, se supondrá que la base verifica adecuadamente los aspectos relacionados con seguridad del suelo frente a la rotura y a asentamientos absolutos y relativos admisibles como así también a los aspectos relacionados con la rigidez relativa suelo-base.

7.2.4.2. Condiciones resistentes

Resistencia diseño $\geq$ Resistencia requerida

Donde:

Resistencia de diseño = ϕ * Resistencia nominal (CIRSOC 201-2005, artículo 9.1.1)

ϕ = coeficiente de reducción de resistencia (CIRSOC 201-2005, artículo 9.1.1)

- Flexión $\rightarrow \phi = 0,9$
- Corte $\rightarrow \phi = 0,75$
- Punzonamiento $\rightarrow \phi = 0,75$

Las secciones críticas en el diseño de fundaciones son:

1. Flexión:

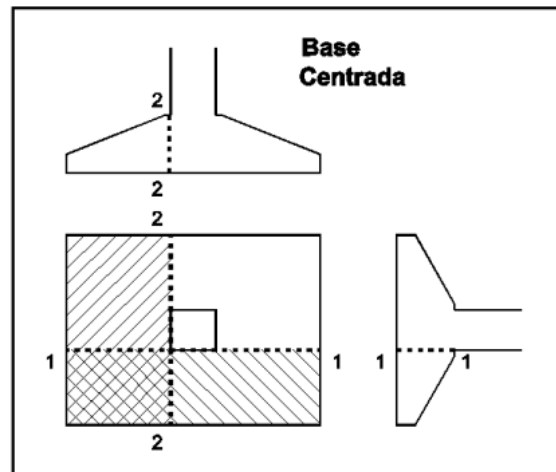


Figura 7.2.4.2.1. Sección crítica a flexión. (Fuente: CIRSOC 201, 2005)

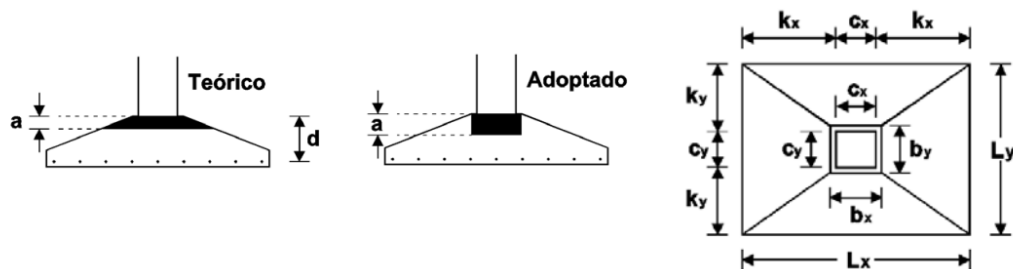


Figura 7.2.4.2.2. Sección crítica a flexión. (Fuente: CIRSOC 201, 2005)

2. Corte:

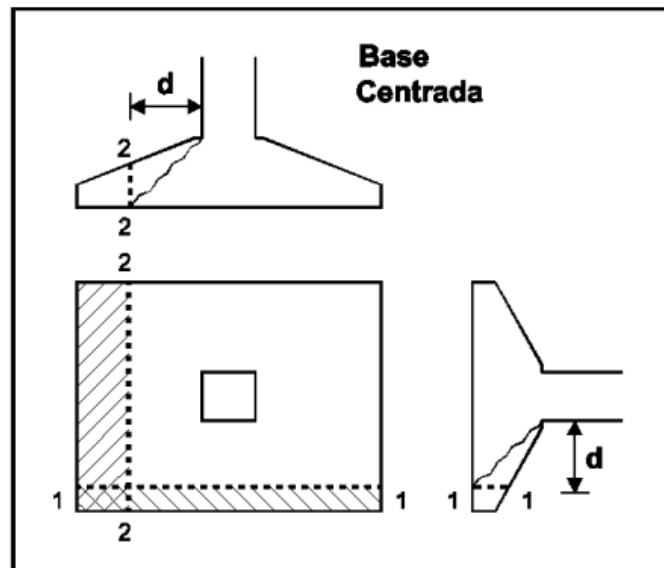


Figura 7.2.4.2.3. Sección crítica a corte. (Fuente: CIRSOC 201, 2005)

Si bien una hipótesis conservadora podría consistir en tomar como ancho resistente el menor ancho de la sección, tal como se ha hecho al ver flexión, esta hipótesis resulta exageradamente conservadora y obligaría bien a proyectar bases con alturas innecesariamente grandes o bien a utilizar bases de ancho constante con la altura.

En elementos sin armadura de alma, la resistencia al corte puede suponerse compuesta por:

- El aporte de la zona de hormigón comprimido.
- El efecto pasador de las armaduras de flexión
- El efecto de engranamiento de agregados en la zona fisurada.

Se propone adoptar el siguiente criterio para evaluar la resistencia al corte:

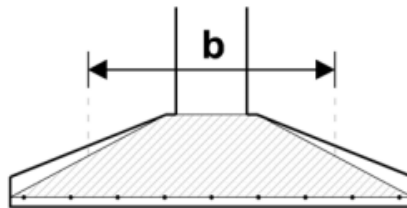


Figura 7.2.4.2.4. Sección crítica a corte. (Fuente: CIRSOC 201, 2005)

- Suponer que la resistencia al corte de la zona comprimida de hormigón está provista por un sector de ancho constante e igual al menor ancho de la sección.
- Suponer que el resto del corte está provisto por una sección con un ancho promedio entre el mínimo y el máximo que presenta la sección.

Es decir:

$$V_n = V_c = [0,25 \cdot b_{\text{mín}} + 0,75 \cdot (b_{\text{máx}} + b_{\text{mín}}) / 2] \cdot d \cdot f'_c{}^{1/2} / 6 =$$

$$V_n = ((5 \cdot b_{\text{mín}} + 3 \cdot b_{\text{máx}}) / 8) \cdot d \cdot f'_c{}^{1/2} / 6$$

3. Punzonamiento:

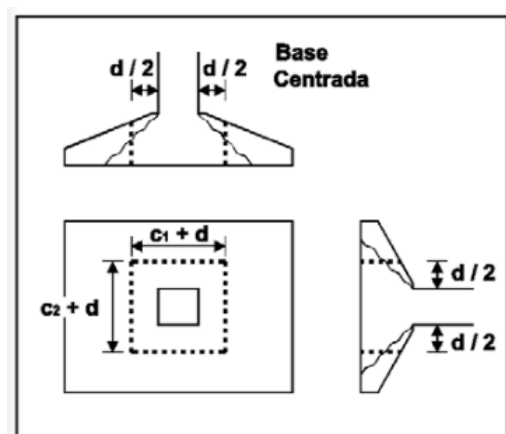


Figura 7.2.4.2.5. Sección crítica a punzonado. (Fuente: CIRSOC 201, 2005)

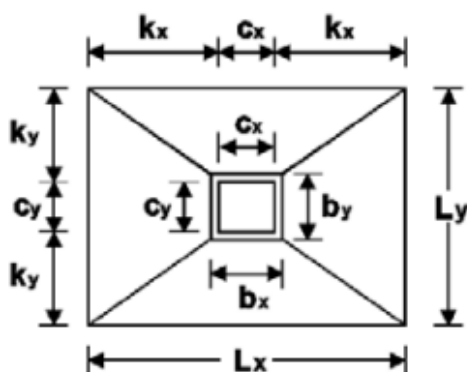


Figura 7.2.4.2.6. Sección crítica a punzonado. (Fuente: CIRSOC 201, 2005)

La carga efectiva de punzonamiento puede calcularse bien considerando la reacción del suelo que se encuentra por fuera del perímetro crítico o bien como la carga de la columna menos la reacción del suelo que se encuentra encerrada por el perímetro crítico.

Se tienen las siguientes relaciones:

$$V_c \leq \begin{cases} V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_c \cdot d}{6} \\ V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_c \cdot d}{12} \\ V_c = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_c \cdot d}{3} \end{cases}$$

β : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna.

α_s : 40 para bases centradas.

b_o : Perímetro de la sección crítica.

d : Altura útil en la sección crítica.

4. Anclajes:

Las secciones críticas para el desarrollo de las longitudes de anclaje son las vistas para flexión. En bases es común mantener el % de la armadura hasta los bordes libres y además utilizar ganchos normales.

7.2.4.3. Cuantía mínima y máxima de flexión

La armadura mínima debería ser capaz de resistir adecuadamente un momento igual a 1,2 veces el momento de fisuración.

La cuantía máxima se calcula en base a una deformación máxima del hormigón comprimido de 0,003 y a una deformación mínima del acero traccionado de 0,005. En estas circunstancias el coeficiente de minoración de resistencia valdrá siempre 0,9. Para

evitar la realización de cálculos intermedios la cuantía máxima se expresa en términos de momentos reducidos “mn”.

En los ejemplos de flexión se vio que, para las condiciones de deformación anteriores se tiene que para hormigones con $f_c \leq 30$ MPa será necesario disponer armadura de compresión (doble armadura) cuando: $mn \geq 0,23$ (tabla de momentos adimensionales).

7.2.4.4. Predimensionamiento

Se propone predimensionar de modo de obtener cuantías de armaduras de flexión superiores a las mínimas pero suficientemente bajas como para que las fundaciones tengan una razonable rigidez y que las alturas no estén exageradamente alejadas de las necesarias por corte y punzonamiento.

$$d_x \approx [6,5 \cdot M_{nx} / (b_y \cdot f_c \cdot (1000 \text{ kN/MN}))]^{1/2} \quad \text{en [m]}$$

$$d_y \approx [6,5 \cdot M_{ny} / (b_x \cdot f_c \cdot (1000 \text{ kN/MN}))]^{1/2} \quad \text{en [m]}$$

Donde:

Momentos nominales en (KNm)

Anchos de cálculo en (m)

f_c en (MPa)

7.2.4.5. Resultados de dimensiones, armadura y espesor

En la siguiente tabla, se presentan los resultados adoptados para la base aislada centrada más solicitada de la estructura. Se llegaron a los valores de las dimensiones de base, de las armaduras y espesores, a partir del cálculo especificado en el anexo .

Tabla 7.2.4.5. Resultados de base aislada centrada. (Fuente: Elaboración propia)

POSICION	P	Sup. nec	DIMENSIONES (cm)		
	(kN)	(cm ²)	lx nec = ly nec	lx adop = ly adop	Sup [cm ²]
B1	179.64	12208.235	111	150	22500
B2	415.63	28245.4402	169	175	30625
B3	302.78	20575.97924	144	150	22500
B4	486.78	33080.81288	182	200	40000
B5	937.09	63682.96976	253	250	62500
B6	565.66	38440.85508	197	200	40000
B7	527.98	35880.61573	190	200	40000
B8	977.73	66444.57537	258	300	90000
B9	560.38	38082.2876	196	200	40000
B10	469.50	31906.55644	179	179	32041
B11	978.07	66467.4738	258	300	90000
B12	605.38	41140.00754	203	203	41209
B13	351.62	23895.1911	155	155	24025
B14	607.91	41312.55569	204	204	41616
B15	619.81	42120.96249	206	210	44100
B16	234.55	15939.30146	127	130	16900
B17	359.85	24454.91138	157	160	25600
B18	213.26	14492.63761	121	125	15625
B19	169.41	11512.5858	108	125	15625
B20	156.40	10628.8615	104	125	15625
B21	216.37	14704.23085	122	125	15625
B22	128.82	8754.30666	94	125	15625
B23	67.66	4597.777778	68	125	15625

Dimensiones (cm)			COLUMNA		MOMENTOS (kNm)		d	h	ARMADURA x			ARMADURA y			OBSERVACIONES
ht	bx	by	cx	cy	Mx	My	cm	cm	Asx	φ	sep	Axy	φ	sep	
25	35	35	30	30	330.098246	330.098246	45	55	0	12.000	10	24.88141382	12.000	10	H30;ADN420 Sadm=1,5kg/cm³

8. Cómputo y presupuesto

El siguiente capítulo tiene por objetivo determinar un presupuesto aproximado de obra, teniendo en cuenta que para la ejecución de la misma se plantearon diferentes tipos de construcciones (vial, hidráulica y arquitectónica). Se desarrolla para el anteproyecto la elaboración del cómputo y presupuesto, teniendo en cuenta que la estimación es elaborada durante los meses de Enero - Febrero del año 2024, por lo que los precios de los materiales, mano de obra y maquinarias, fueron adoptados durante este periodo, más precisamente en el día 23/02/2024.

El método a desarrollar es fundamental para la toma de decisiones y para el posterior control, ya que sin presupuesto el control se ve limitado en su campo de acción.

Existen diferentes metodologías para realizar un presupuesto dependiendo de su finalidad, es decir, cuando se requiera un presupuesto con mayor lujo de detalle, como es el caso de la cotización de una obra o licitación de la misma, se emplearán métodos detallados y elaborados, en cambio, cuando se necesite conocer las posibilidades de un proyecto podrán utilizarse métodos más simples y expeditivos.

Existen las siguientes opciones para presupuestar:

- a) Presupuesto por comparación: Se obtiene un precio aproximado conociendo el nivel de calidad de la obra y los precios vigentes en el medio, la unidad que se usa para la comparación es el precio del m² de edificación, aunque pueda usarse otros parámetros. Este método debe aplicarse con cuidado, pues la comparación será válida si existen similitudes en el destino, la calidad y la ubicación.
- b) Presupuesto por suma de partidas globales: Por lo general, un empresario de la construcción es un coordinador de subcontratos, es decir, subcontrata a otras empresas a las que solicita presupuestos, con los cuales confecciona el presupuesto final, sumándole gastos generales y beneficios.
- c) Presupuesto por análisis de precios unitarios: Es el que mayor detalle ofrece, tiene una presentación ordenada y desglosada por basarse en el cómputo métrico. Es el que se utiliza para los presupuestos con mayor lujo de detalle.

8.1. Cómputo

Se entiende como cómputo a la acción de mensurar o medir cada uno de los trabajos ejecutados en una obra, buscando:

- Establecer el costo de la misma o una de sus partes.
- Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

Para realizar el cómputo métrico, se deben considerar cada una de las partes físicas elementales en que se puede subdividir una obra de construcción.

Se parte de operaciones matemáticas y geométricas, que nos permite efectuar la determinación de longitudes, superficies y volúmenes.

Existen diferentes formas de computar según su destino, por lo que el cómputo se puede realizar:

- a) Sobre planos: Con la finalidad de presupuestar, es decir, estimar el valor.
- b) Sobre una obra en construcción: Con la finalidad de habilitar el pago a cuenta del total, es decir, para la certificación de obra.
- c) Sobre una obra terminada: Con la finalidad de una tasación, o para la fijación de una renta o para la certificación final.

En cuanto a la exactitud del cómputo, el efectuado sobre obra terminada sería el que ofrece menores riesgos por tener mayores elementos de juicio, además de los planos de la obra se puede medir directamente sobre la misma en muchos casos y por ellos su exactitud debería ser la mejor.

En cuanto al cómputo sobre una obra de construcción, su exactitud debería ser muy buena, porque además de contar con los planos respectivos, muchas veces hemos controlado la ejecución de los mismos, los que resultan ser parciales, pudiéndose ajustarse los posibles errores cometidos en la medición final o definitiva.

Para el caso de obras computadas sobre planos, se cuenta solamente con estos, siendo invaluable la experiencia en obra del computista, ya que hay que valorizar el trabajo que no figura en los planos o no se detallan en forma clara, por lo tanto, es el que mayores riesgos ofrece.

Para determinar el cómputo métrico del anteproyecto se realiza un análisis de las partes más representativas de la obra, estas son definidas en las siguientes tablas.

Tabla 8.1.1 Cómputo y presupuesto de la obra de arquitectura (fuente: elaboración propia)

RUB. Item	DESCRIPCION ITEM	UN	CANT.	COSTO UNIT.	COSTO PARCIAL	INC (%)
I	TRABAJOS PRELIMINARES				\$ 18.813.790,54	0,88%
I.1	Obrador	GLOBAL	1	\$ 12.699.783,00	\$ 12.699.783,00	
I.2	Cartel de obra s/pliego	GLOBAL	1	\$ 59.192,44	\$ 59.192,44	
I.3	Replanteo del terreno	GLOBAL	1	\$ 6.054.815,10	\$ 6.054.815,10	
I.4	Cerco de obra	ml	720,26	\$ 26.409,13	\$ 19.021.439,97	
II	DEMOLICIONES Y RETIROS				\$ 31.285.192,96	1,46%
II.1	Retiro de Suelo Vegetal	M3	18010,22	\$ 1.737,08	\$ 31.285.192,96	
III	MOVIMIENTO DE SUELOS				\$ 74.920.558,12	3,49%
III.1	Relleno y Compactacion	M3	51,84	\$ 5.632,38	\$ 291.982,58	
III.2	Excavacion p/base	M3	74,25	\$ 3.103,38	\$ 230.434,65	
III.3	Excavacion p/vigas de fundacion	M3	99,8685	\$ 11.007,40	\$ 1.099.292,53	
III.4	Excavacion p/ piscinas	M3	7.539,56	\$ 9.721,90	\$ 73.298.848,36	
IV	HORMIGON ARMADO				\$ 596.699.232,64	27,80%
IV.1	Bases	M3	343,80	\$ 266.790,65	\$ 91.723.105,69	
IV.2	Columnas	M3	32,47	\$ 404.496,20	\$ 13.133.991,61	
IV.3	Vigas	M3	98,70	\$ 586.002,72	\$ 57.835.538,45	
IV.4	Losas llenas	M3	1.034,76	\$ 397.073,28	\$ 410.876.166,65	
IV.5	Viga de encadenado	M3	59,9211	\$ 386.014,78	\$ 23.130.430,23	
VI	AISLACIONES				\$ 750.136,75	0,03%
VI.1	Aislacion horizontal y vertical de concreto c/hidrofugo e=2cr	M2	202,43	\$ 3.705,66	\$ 750.136,75	
VII	MAMPOSTERIAS				\$ 137.445.914,92	6,40%
VII.1	Ladrillos comunes en cimient	M3	99,87	\$ 76.641,52	\$ 7.654.073,64	
VII.2	Ladrillos huecos ceramicos 18x18x25	M2	4.819,33	\$ 19.602,43	\$ 94.470.578,97	
VII.3	Ladrillos comunes para pileta	M2	268,91	\$ 131.351,61	\$ 35.321.262,31	
VIII	REVOQUES				\$ 70.527.140,62	3,29%
VIII.1	Revoque interior a la cal completo term al fieltro	M2	628,78	\$ 5.998,14	\$ 3.771.534,46	
VIII.2	Revoque exterior a la cal c/hirof term al fieltro	M2	5.024,11	\$ 10.715,03	\$ 53.833.489,37	
VIII.3	Azotado c/hidrof y jaharro bajo revestimiento	M2	2.398,19	\$ 5.388,27	\$ 12.922.116,78	
IX	CONTRAPISOS				\$ 62.205.243,70	2,90%
IX.1	H* de cascote s/TN e=10cm	M2	8130,958	\$ 7.650,42	\$ 62.205.243,70	
X	PISOS				\$ 191.781.123,90	8,94%
X.1	Cemento rodillado	M2	22286,942	\$ 6.758,85	\$ 150.634.097,94	
X.2	Ceramico rojo antideslizante 25x25 c/adhesivo	M2	1906,125	\$ 7.820,44	\$ 14.906.736,20	
X.3	Piso de madera, pulido y encerado	M2	980,733	\$ 15.221,27	\$ 14.928.001,79	
X.4	Mosaico granitico 30x30	M2	642,66	\$ 17.602,40	\$ 11.312.287,97	
XI	ZOCALOS				\$ 3.272.634,90	0,15%
XI.1	Granitico 7x30cm	ML	810	\$ 4.040,29	\$ 3.272.634,90	
XII	REVESTIMIENTOS				\$ 28.231.778,57	1,32%
XII.1	Azulejos t/San Lorenzo blanco c/adhesivo	M2	2203,664	\$ 12.811,29	\$ 28.231.778,57	
XIII	CUBIERTAS				\$ 248.729.024,96	11,59%
XIII.1	Tejas españolas	M2	1.817,04	\$ 31.972,79	\$ 58.095.742,42	
XIII.2	H*G* N°25 s/tiraneria de madera	M2	5.021,90	\$ 28.221,35	\$ 141.724.797,57	
XIII.3	Estr. Resistente correa retic. T (10x17)	M2	5.021,90	\$ 9.739,04	\$ 48.908.484,98	
XIV	CELORRASOS				\$ 38.069.328,26	1,77%
XIV.1	Cielorraso de yeso aplicado b/losa	M2	185,418	\$ 5.932,20	\$ 1.099.936,66	
XIV.2	Placa de yeso desmontable	M2	1966,457	\$ 18.800,00	\$ 36.969.391,60	
XV	TABIQUERIA				\$ 20.951.485,55	0,98%
XV.1	Tabique con placa de yeso t/ durlock	M2	1347,456	\$ 15.548,92	\$ 20.951.485,55	
XVI	CARPINTERIAS				\$ 23.186.402,70	1,08%
XVI.1	Puerta corrediza	UNIDAD	3	\$ 3.945.747,90	\$ 11.837.243,70	
XVI.2	Puerta vaiven	UNIDAD	46	\$ 189.828,00	\$ 8.732.088,00	
XVI.3	Puerta placa con marco de aluminio negro 0,80mx 2,05m	UNIDAD	3	\$ 47.000,00	\$ 141.000,00	
XVI.4	Ventana de aluminio	UNIDAD	13	\$ 190.467,00	\$ 2.476.071,00	
	MURO CORTINA PIEL DE VIDRIO				\$ 2.229.913,71	0,10%
	Vidrio doble hermético DVH 24mm	M2	138,731	\$ 8.580,00	\$ 1.190.311,98	
	Perfil de aluminio anodizado 19mmx19mm	ML	106,82	\$ 3.833,30	\$ 409.473,11	
	Tubo estructural rectangular 40x20	ML	113,38	\$ 5.557,67	\$ 630.128,62	
	INSTALACION SANITARIA				\$ 92.258.604,51	4,30%
	Instalacion sanitaria	GLOBAL	1	\$ 92.258.604,51	\$ 92.258.604,51	
	INSTALACION ELECTRICA				\$ 46.129.302,25	2,15%
	Instalacion electrica	GLOBAL	1	\$ 46.129.302,25	\$ 46.129.302,25	
	PINTURAS				\$ 51.609.112,61	2,40%
	Pintura Latex Exterior s/muros	M2	3.660,82	\$ 8.652,88	\$ 31.676.618,88	
	Pintura Latex s/Muros p/ interior	M2	1.926,11	\$ 8.428,96	\$ 16.235.087,29	
	Pintura para pileta Latex acrílica	M2	1344,53	\$ 2.749,96	\$ 3.697.406,47	
	VARIOS				\$ 336.722.679,21	15,69%
	Parquización (cesped)	M2	5213,8	\$ 5.904,47	\$ 30.784.725,69	
	Provisión e instalación de juegos acuáticos con estructura	GLOBAL	1	\$ 213.679.349,02	\$ 213.679.349,02	
	Limpieza de Obra	GLOBAL	1	\$ 92.258.604,51	\$ 92.258.604,51	
	COSTO-COSTO				\$ 2.146.345.742,01	

Tabla 8.1.2 Cómputo y presupuesto de la obra hidráulica (fuente: elaboración propia)

RUB.	DESCRIPCION ITEM	UN	CANT.	COSTO UNIT.	COSTO PARCIAL	INC (%)
Item						
I	MOVIMIENTO DE SUELOS				29.367.101,87	3,87%
I.1	Exavacion comun para colocacion de cañeria	M3	2.541,19	\$ 3.946,41	\$ 10.028.588,76	1,32%
I.2	Relleno y compactacion de tapada.	M3	1.879,59	\$ 10.288,66	\$ 19.338.513,11	2,55%
II	OBRA HIDRAULICA				386.702.339,59	50,95%
II.1	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 33,7mm	ML	54,00	\$ 5.300,66	\$ 286.235,37	0,04%
II.2	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 50mm	ML	185,02	\$ 4.756,25	\$ 880.000,45	0,12%
II.3	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 63mm	ML	194,75	\$ 6.617,18	\$ 1.288.694,83	0,17%
II.4	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 110mm	ML	310,75	\$ 6.617,18	\$ 2.056.287,13	0,27%
II.5	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 160mm	ML	591,94	\$ 13.781,45	\$ 8.157.788,55	1,07%
II.6	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 200mm	ML	102,04	\$ 65.985,80	\$ 6.733.191,03	0,89%
II.7	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 250mm	ML	385,10	\$ 95.740,80	\$ 36.869.782,08	4,86%
II.8	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 315mm	ML	40,16	\$ 154.865,80	\$ 6.219.410,53	0,82%
II.9	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 355mm	ML	97,15	\$ 199.250,80	\$ 19.357.215,22	2,55%
II.10	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 400mm	ML	52,90	\$ 248.640,80	\$ 13.153.098,32	1,73%
II.11	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 450mm	ML	334,34	\$ 341.534,14	\$ 114.188.524,53	15,05%
II.12	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 500mm	ML	86,74	\$ 384.104,14	\$ 33.317.193,15	4,39%
II.13	Provision, acarreo y montaje de cañeria de PVC clase 6 junta elastica Diametro 630mm	ML	606,28	\$ 231.520,39	\$ 140.366.182,35	18,50%
II.14	Prueba hidraulica y correcciones necesarias.	GL	1,00	\$ 3.828.736,04	\$ 3.828.736,04	0,50%
III	EQUIPOS MECÁNICOS				77.402.969,55	10,20%
III.1	Provisión y colocación de bomba IXPC 100-65-200	UN	1,00	\$ 3.223.329,00	\$ 3.223.329,00	0,42%
III.2	Provisión y colocación de bomba NSCF 300-350/1.100/45V.C4.	UN	1,00	\$ 35.794.034,95	\$ 35.794.034,95	4,72%
III.3	Provisión y colocación de bomba IXPCA 80-65-125A75X25B DN4S1G	UN	1,00	\$ 3.223.329,00	\$ 3.223.329,00	0,42%
III.4	Provision y colocacion de bomba HF5A-1,5HP	UN	8,00	\$ 1.155.491,50	\$ 9.243.932,00	1,22%
III.5	Provision y colocacion de bomba HF5B-1HP	UN	1,00	\$ 1.063.616,80	\$ 1.063.616,80	0,14%
III.6	Provision y colocacion de bomba HF5AM-2HP	UN	1,00	\$ 1.461.740,50	\$ 1.461.740,50	0,19%
III.7	Provision y colocacion de bomba HF8B-4HP	UN	1,00	\$ 1.636.598,80	\$ 1.636.598,80	0,22%
III.8	Provision y colocacion de bomba HF5BM-1,5HP	UN	1,00	\$ 1.418.272,90	\$ 1.418.272,90	0,19%
III.9	Provision y colocacion de bomba HF20A-5,5HP	UN	1,00	\$ 4.072.760,20	\$ 4.072.760,20	0,54%
III.10	Provision y colocacion de bomba HF70A-3HP	UN	1,00	\$ 924.322,90	\$ 924.322,90	0,12%
III.11	Provision y colocacion de bomba HF70C-1,5HP	UN	1,00	\$ 880.855,30	\$ 880.855,30	0,12%
III.12	Provision y colocacion de bomba HF30B-7,5HP	UN	1,00	\$ 7.028.557,00	\$ 7.028.557,00	0,93%
III.13	Provision y colocacion de bomba HF30A-10HP	UN	1,00	\$ 7.431.620,20	\$ 7.431.620,20	0,98%
IV	PIEZAS ESPECIALES				39.056.325,22	5,15%
IV.1	Provision y colocacion de Valvula Exclusa de PVC con camara y tapa Diametro 490mm	UN	1,00	\$ 1.789.701,75	\$ 1.789.701,75	0,24%
IV.2	Provision y colocacion de Valvula Exclusa de PVC con camara y tapa Diametro 190mm	UN	2,00	\$ 892.228,00	\$ 1.784.456,00	0,24%
IV.3	Provision y colocacion de Valvula de Retención de PVC Diametro 190mm	UN	2,00	\$ 446.114,00	\$ 892.228,00	0,12%
IV.4	Provision y colocacion de Valvula de Retención de PVC Diametro 490mm	UN	1,00	\$ 894.850,87	\$ 894.850,87	0,12%
IV.5	Provisión y colocación de filtros Vulcano VB500	UN	3,00	\$ 11.231.696,20	\$ 33.695.088,60	4,44%
V	CONEXIONES				1.758.113,83	0,23%
V.1	Provision y Ejecucion de conexiones con los juegos incluyendo medidor de caudal y caja con llave maestra de bronce	GL	1,00	\$ 1.758.113,83	\$ 1.758.113,83	0,23%
VI	PLANTA DE TRATAMIENTO				224.633.924,00	29,60%
VI.1	Planta de tratamiento	GL	1,00	\$ 224.633.924,00	\$ 224.633.924,00	29,60%
					COSTO-COSTO	\$ 758.920.774,06

Tabla 8.1.3 Cómputo y presupuesto de la obra vial (fuente: elaboración propia)

RUB. Item	DESIGNACION	UN	CANT.	P. UNIT	SUB TOTAL	%INC
I	Preparacion Sub rasante de 0,15 de espesor	m3	12,358.1	\$ 14,117.1	\$ 174,459,936.8	13.67%
II	Terraplenes incluido Prov., transporte y compactacion especial	m3	12,358.1	\$ 1,720.0	\$ 21,255,624.5	1.67%
III	Construcción Sub base RDC e=15 cm. 150kg cemento.	m2	7,910.0	\$ 12,426.6	\$ 98,294,796.0	7.70%
IV	Construcción Calzada de H° H30; e=0,15m, pasadores, antisol, juntas aserradas, brea en juntas.	m2	7,910.0	\$ 38,918.5	\$ 307,845,158.3	24.13%
V	Construcción Cordón Integral	ml	2,260.0	\$ 9,910.0	\$ 22,396,518.5	1.76%
VI	Construcción Enripiado e = 5 cm	m2	74,477.0	\$ 1,250.0	\$ 93,096,250.0	7.30%
VII	Construcción base estabilizado granular e = 15cm	m2	74,477.0	\$ 7,500.0	\$ 558,577,500.0	43.78%
	TOTAL				\$ 1,275,925,784.1	100.00%

8.2. Costo unitario

El costo unitario o también conocido como “costo - costo” comprende la suma del costo de los materiales más el costo de la mano de obra.

Para obtener el costo - costo de cada ítem se debe tener en cuenta los materiales empleados, la mano de obra y los equipos.

- Costo de los materiales: Cuando se analiza el costo de los materiales debemos considerarlos puestos “al pie de obra” y para ello se debe tener en cuenta distintos factores, como el precio en origen, la distancia del lugar de origen hasta la obra, el medio de transporte utilizado, los gastos de carga y descarga, etc.

El precio en origen puede obtenerse por medio de revistas especializadas, o por consultas a los proveedores, debiéndose tener en cuenta la distancia de los mismos para elegir los más cercanos a efectos de disminuir el impacto de los fletes en el costo del material.

- Costo de la mano de obra: Depende de dos factores, del rendimiento y de la valorización del rendimiento (salario). Para la valorización del rendimiento debemos tener en consideración los precios de mano de obra impuestos por la Unión Obrera de la Construcción de la República Argentina (UOCRA) para los salarios de salarios básicos. A este jornal básico se le debe adicionar las cargas sociales que son aquellos aportes, contribuciones, etc.
- Equipos: Se denomina equipos al conjunto de maquinarias o herramientas o medios auxiliares, que permiten realizar los trabajos con mayor rendimiento por unidad de tiempo y generan mayor producción. En obras de ingeniería resulta fundamental la intervención de los equipos, donde la mano de obra es mínima.

Tabla 8.2.1 Análisis de costo unitario de la provisión y acarreo de cañería de PVC de 63mm (fuente: elaboración propia)

ITEM	PROV. ACARREO Y COLOC. CAÑERÍA PVC (C6 - JE)DIAM.63	UNIDAD: ml			
RUBRO	DESCRIPCION	UNID	CANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
A	MATERIALES				
	Caño (C6 - JE)	cant	0,25	\$ 11.471,25	\$ 2.867,81
	Arenilla	m3	0,15	\$ 17.300,00	\$ 2.595,00
	Acc.yP.E.(5%C)	gl	1,00	\$ 573,56	\$ 573,56
B	MANO DE OBRA				
	Oficial especializado	hs	8,00	\$ 2.257,00	\$ 18.056,00
	Oficial	hs	8,00	\$ 1.923,00	\$ 15.384,00
	Ayudante	hs	8,00	\$ 1.628,00	\$ 13.024,00
C	EQUIPOS Y HERRAMIENTAS				
		hs			\$ -
COSTO COSTO DEL ITEM					\$ 52.500,38
	Rendimiento diario	ml			\$ 80,00
PRECIO TOTAL DEL ITEM					\$ 6.617,18

Tabla 8.2.2 Análisis de costo unitario de la construcción de base RDC (fuente: elaboración propia)

CONSTRUCCION BASE RDC e= 0,15m y 150 kg de cemento. (m2)				
ITEM	CANT	DESCRIPCION	POT. (HP)	P. UNIT.
EQUIPOS				
	0,05	Retro Pala	4,25	5.655.825,00
	0,9	Regla vibradora	12,60	5.478.800,00
	0,9	Moldes p/ RDC 0,15m de alto	0,00	195.204,15
	0,3	Camion Volcador	66,00	16.339.050,00
			82,85	27.668.879,15
Amortizacion e intereses				
Capitalx8h/d/10000+Capitalx0,36/4000x8h/d				42.056,70
Reparaciones y Repuestos				
Capitalx8h/d/10000*0,8				11.067,55
Combustibles y lubricantes				
0,11lts/Hp.hx8h/d16,50x1,3xhp=				22.747,30
				75.871,54
Rendimiento: 380m2/d			380,00	199,66
	2	Of. Especializado	40.351,84	80.703,68
	5	Oficiales	32.921,76	164.608,80
	9	Ayudantes	27.871,36	250.842,24
				496.154,72
Vigilancia 10%			0,10	49.615,47
				545.770,19
Rendimiento 380m2/d			380,00	1.436,24
MATERIALES				
	0,15	RDC	56.900,00	8.535,00
				8.535,00
TOTAL COSTO COSTO				\$ 10.170,90

8.3. Elaboración del presupuesto

Para calcular el presupuesto del proyecto al costo - costo se le debe adicionar los gastos generales, el beneficio y los impuestos que correspondan. El valor obtenido será el precio final a licitar por la empresa constructora que encare el proyecto, y se relaciona con el costo - costo por un “coeficiente de impacto” que permite compararlo con otras propuestas o alternativas.

- Gastos generales

Corresponden a aquellos gastos que no pueden ser incluidos dentro de un rubro o ítem independiente del resto, calculables por medios técnicos, y que surgen del inventario de costos (gastos de la empresa). Se pueden dividir en:

- a) Gastos generales directos: Son los propios de la obra, por el hecho de materializar la misma.
- b) Gastos generales indirectos: Son los propios de la empresa, que se producen así existan o no obras en ejecución.

En este caso, se consideró a los gastos generales como un 15% del costo-costo.

- Beneficio

Corresponde al rédito económico que espera recibir el contratista por materializar la obra, poniendo a disposición su tiempo, equipo, personal y capital. Para una estimación rápida, es adoptado un beneficio del 10% del costo (costo - costo más GG). Este beneficio no debe confundirse con la ganancia que espera recibir el inversor del proyecto.

- Impuestos

Los gravámenes que afectan a la construcción son de orden nacional, provincial y municipal, y deben ser tenidos en cuenta cuando se presupuestan las obras. Se pueden mencionar:

- a) Impuesto al Valor Agregado (IVA), que actualmente es del 21% y debe aplicarse a los costos totales de la obra.
- b) Impuesto a las ganancias, calculado como un porcentaje de los beneficios declarados (será tenido en cuenta en el estudio financiero del proyecto).
- c) Impuesto a Ingresos Brutos, que en la provincia de Misiones está fijado en un 3% de los costos totales. .

Totalizando estos costos se obtiene el precio final o presupuesto de la obra, que será utilizado en el capítulo siguiente para hacer un estudio financiero y determinar la conveniencia económica de materializar el proyecto.

Tabla 8.3.1 Estructura de oferta para la construcción del Parque Acuático (fuente: elaboración propia)

ESTRUCTURA DE OFERTA			
Nombre	Subtotal	Incidencia sobre COSTO-COSTO	Coefficiente de Impacto
COSTO-COSTO	\$ 4.181.192.300,17	100,00%	1,00
GASTOS GENERALES	\$ 627.178.845,03	15,00%	0,15
COSTO	\$ 4.808.371.145,20	115,00%	1,15
BENEFICIO	\$ 480.837.114,52	11,50%	0,12
PRECIO SIN IMPUESTOS	\$ 5.289.208.259,72	126,50%	1,27
IMPUESTOS	\$ 1.269.409.982,33	30,36%	0,30
PRECIO FINAL	\$ 6.558.618.242,05	156,86%	1,57
PRECIO FINAL (USD)	\$ 7.826.513,42		
PRECIO FINAL			
SON PESOS.....	\$ 6.558.618.242,05		

8.4. Simplificaciones

Al tratarse de un anteproyecto, y buscando conocer un precio estimativo que podría tener la obra si se llevara a cabo, no se tienen en cuenta para la elaboración del cómputo:

- No se tuvo en cuenta el cómputo de la nave industrial, ya que su dimensionamiento y proyecto se considera al mismo fuera del alcance de este trabajo.
- El precio unitario de la planta potabilizadora, se analizó a partir de un método comparativo, teniendo en cuenta una planta en funcionamiento en la obra "Construcción de la planta potabilizadora para los partidos de La Plata, Berisso y Ensenada y etapa I del acueducto al parque San Martín en el partido de la Plata".
- Las instalaciones sanitarias y eléctricas, se tomaron como un porcentaje del costo - costo, en función de la incidencia que generalmente tienen en las obras de arquitectura. Porque su diseño detallado, como también su cómputo y presupuesto quedan fuera del alcance del proyecto.

9. Estudio Financiero

En este capítulo se analiza el anteproyecto desde el punto de vista de la inversión, es decir, buscando relacionar el costo que tendría ejecutar el mismo con el posible beneficio que se podría generar. El cálculo de los beneficios futuros es un factor clave en el análisis de la factibilidad del proyecto, viendo el mismo desde el punto de vista del inversor privado o como el Estado.

El análisis de la inversión, se realiza teniendo en cuenta los siguientes pasos:

- a) Definición del área de estudio o influencia.
- b) Determinación de la demanda actual.
- c) Determinación de la oferta actual.

Por lo tanto, para realizar la evaluación financiera, se busca comparar los ingresos y egresos de dinero mediante un balance para evaluar la rentabilidad financiera privada del proyecto. Como estos ocurren en distintos momentos se debe considerar el costo de oportunidad del dinero en el tiempo mediante el uso de técnicas matemáticas financieras e indicadores de rentabilidad (VAN, TIR, etc).

Se puede mencionar que se deberían hacer otro tipo de evaluaciones para la ejecución de un proyecto de estas dimensiones, como lo son:

- Evaluación técnica: Determina la viabilidad de implementar el proyecto desde el punto de vista ingenieril.
- Evaluación organizacional/legal: Determina si el proyecto es realizable según los recursos humanos disponibles.
- Evaluación ambiental: Busca valorar económicamente los daños ambientales que podría provocar la realización del proyecto, así como también los costos de mitigación.
- Estudio económico social: Estudia la conveniencia social del proyecto midiendo la contribución real del mismo al bienestar económico del país.

Con respecto a los ingresos del parque acuático, una vez construido se recaudará mediante la venta de entradas a visitantes y turistas. El número de visitantes que se utilizó para dimensionar el parque es de 10.150 visitantes se obtuvo a partir de encuestas realizadas a los posibles visitantes (Capítulo 3. Diseño arquitectónico del parque acuático). Sabiendo que los análisis financieros se realizan por periodos de 12 meses (anuales), el valor a utilizar sería de 529.100 personas/año.

Como simplificación, se aclara que en la inversión inicial no se tuvo en cuenta el costo del terreno, ya que su determinación implica un estudio completo por sí mismo.

9.1. Componente inflacionario

En evaluación de proyectos, el efecto de inflación, un fenómeno muy presente en la macroeconomía Argentina actual, suele descartarse al trabajar con costos, beneficios, tasas de crédito y oportunidades reales; esto es debido a la muy difícil estimación del crecimiento económico del país y la posibilidad de predecir el porcentaje inflacionario. Se toma dicho criterio para el análisis sabiendo que los resultados obtenidos deberían derivarse a un estudio económico más complejo para tener una comparación con respecto a otras alternativas de inversión.

9.2. Ingresos y egresos

Se adopta un precio de entrada de 5.500 pesos argentinos (sin IVA) que, multiplicados por el número de visitantes, darán los ingresos medios anuales. Dicho valor de entrada se adoptó a partir de encuestas realizadas (Figura 9.2.1) a los posibles visitantes. En los egresos se debería tener en cuenta el costo de salario de personal técnico y administrativo, la tarifa de servicios (agua, electricidad, municipal) y un monto fijo derivado a reparaciones y mantenimiento del complejo en general.

Dicho valor de precio de entrada se adoptó teniendo en cuenta que la encuesta fue realizada en el mes de diciembre de 2023, por lo que se debe considerar la inflación para aumentar los precios allí estimados, y también se analizaron precios de entradas de parques existentes.

Cuánto considerarías un precio razonable de la entrada?

104 respuestas

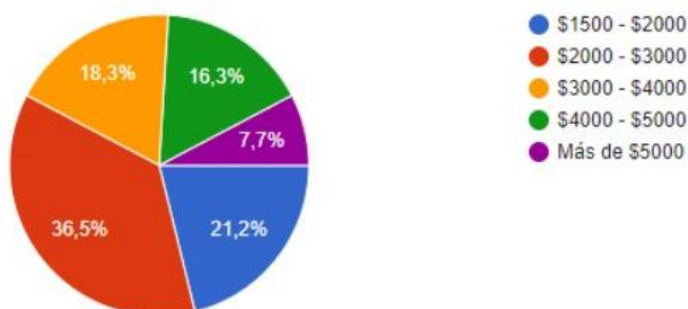


Figura 9.2.1. Encuesta de precio de entrada. (Fuente: Elaboración propia)

También se tiene en cuenta el alquiler de los locales provistos por el parque como un ingreso, siendo los mismos:

- a) Restaurante → (2000 USD = \$1.676.000)
- b) 12 locales de patio de comida → (1200 USD = \$1.005.600)

Dichos valores se toman a partir de comparación con el valor de alquileres de locales similares. Se toma el valor del dólar oficial al día 23 de febrero de 2024 → (1USD = \$838)

9.3. Acceso a crédito bancario

Se asume la posibilidad de que el inversor privado pueda acceder a un crédito bancario financiado a tasa de interés anual del 10% tipo francés. El número de cuotas será igual a los períodos o años de análisis, en este caso 5.

El acceso a este crédito mejora la tasa de rentabilidad del proyecto ya que se aprovecha el costo de oportunidad del dinero en el tiempo, en vez de financiar el 100% del presupuesto en el primer año. Primero, se plantea el escenario en el que se financia el 50% de la inversión inicial, luego, esto se variara en el estudio de sensibilidad.

Tabla 9.3.1 Devolución del crédito (fuente: elaboración propia)

Conceptos	0	1	2	3	4	5
Crédito	\$3.279.309.121,03					
Devolución del crédito						
Capital adeudado	\$3.279.309.121,03	\$ 2.742.166.548,25	\$ 2.151.309.718,21	\$ 1.501.367.205,15	\$ 786.430.440,79	\$ 0,00
Cuota total		\$ 865.073.484,87	\$ 865.073.484,87	\$ 865.073.484,87	\$ 865.073.484,87	\$ 865.073.484,87
Cuota de capital		\$ 537.142.572,77	\$ 590.856.830,05	\$ 649.942.513,05	\$ 714.936.764,36	\$ 786.430.440,79
Intereses		\$ 327.930.912,10	\$ 274.216.654,83	\$ 215.130.971,82	\$ 150.136.720,52	\$ 78.643.044,08

9.4. Costos fijos y de mantenimiento

Además de la inversión para materializar el proyecto, en el análisis económico se consideran costos fijos anuales destinados a asegurar el correcto funcionamiento de las instalaciones, estos son:

- Mano de obra: Incluye personal técnico, administrativo y de limpieza. Se fija el monto en 690.000.000 \$/año.
- Mantenimiento de instalaciones: monto destinado a asegurar el buen funcionamiento del parque, así como también su estética. Se toma el costo de pintura anual un 0,5% del costo-costo, arrojando un valor aproximado de 710.000.000 \$/año.
- Insumos: Expresado como los costos anuales de servicios de provisión, tales como agua, electricidad, impuestos municipales, entre otros. Se considera el mismo monto destinado al ítem anterior.

9.5. Tratamiento del IVA

El costo en IVA (Impuesto al Valor Agregado) que tiene la materialización de la obra se utiliza como crédito fiscal para solventar los costos en IVA que tendrá el parque acuático a lo largo del ciclo de estudio del proyecto. Mientras el crédito fiscal restante al final de cada ciclo sea mayor al débito fiscal, el pago de IVA al fisco es nulo, y recién al acabarse el crédito fiscal se debe empezar a pagar.

Tabla 9.5.1 Tratamiento del IVA (fuente: elaboración propia)

Tratamiento del IVA	0	1	2	3	4	5
Conceptos						
Crédito fiscal						
IVA s/inversiones	\$ 688.654.915,42					
IVA s/costos de producción	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00
IVA s/gastos fijos	\$ 298.200.000,00	\$ 298.200.000,00	\$ 298.200.000,00	\$ 298.200.000,00	\$ 298.200.000,00	\$ 298.200.000,00
Total crédito fiscal	\$ 688.654.915,42	\$ 443.100.000,00	\$ 443.100.000,00	\$ 443.100.000,00	\$ 443.100.000,00	\$ 443.100.000,00
Débito fiscal						
IVA s/ingresos por ventas	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00
Total débito fiscal	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00
IVA al inicio del ejercicio	\$ -	\$ 688.654.915,42	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
IVA del ejercicio	\$ 688.654.915,42	-\$ 202.643.364,00	-\$ 202.643.364,00	-\$ 202.643.364,00	-\$ 202.643.364,00	-\$ 202.643.364,00
Pago de IVA	\$ -	\$ 486.011.551,42	\$ 202.643.364,00	\$ 202.643.364,00	\$ 202.643.364,00	\$ 202.643.364,00
IVA al final del ejercicio	\$ 688.654.915,42	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -

9.6. Tasa de oportunidad del inversor

Los rendimientos monetarios que genere el proyecto no deben ser tomados como netos totalmente. El costo de oportunidad que el inversor deja de percibir o ganar al optar por una alternativa sobre otra, y debe ser tenido en cuenta para contrastar los índices de rentabilidad que tendrá el proyecto.

Se elige una tasa de oportunidad del 15% para el estudio financiero, referida a la utilización del dinero en inversiones inmobiliarias.

9.7. Flujo de fondos

Se toma como análisis un periodo de 5 años a partir de la inversión. El objetivo de este análisis es obtener un valor actual del dinero, representando un costo de oportunidad de la inversión. Para ello se determinan los dos siguientes índices:

- Valor Actual Neto (V.A.N.): Es la sumatoria de ingresos y egresos trasladados al momento actual. Indica la diferencia de dinero que generará el proyecto por sobre la otra alternativa de inversión.
- Tasa Interna de Retorno (T.I.R.): Valor de tasa de descuento para la cual el V.A.N. es nulo, por lo que representa la rentabilidad real del proyecto.

Se adopta una tasa de oportunidad del inversor del 15%.

Al realizar el flujo de fondos, analizando los ingresos y egresos, con todas las variables antes mencionadas, los índices de rentabilidad que se obtienen son:

Tabla 9.6.1 Resultados de VAN e Índice de Rentabilidad. (fuente: elaboración propia)

Tasa de oportunidad	15%
TIR	36%
VAN	\$ 1.364.963.413,58

Se puede apreciar que la TIR se encuentra por encima de la tasa de oportunidad, por lo tanto, el VAN resulta positivo y el proyecto presenta beneficios. Se concluye que el proyecto resulta conveniente desde el punto de vista financiero.

Tabla 9.6.2 Flujo de Fondos (fuente: elaboración propia)

Flujo de fondos						
Conceptos	0	1	2	3	4	5
INGRESOS						
Crédito bancario	\$ 3.279.309.121,03					
Ingresos por venta (s/IVA)	\$ 3.074.968.400,00	\$ 3.074.968.400,00	\$ 3.074.968.400,00	\$ 3.074.968.400,00	\$ 3.074.968.400,00	\$ 3.074.968.400,00
IVA de las ventas	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00	\$ 645.743.364,00
Valor residual de activos						
Recuperación Cap.Trabajo						\$ 2.110.000.000,00
Total ingresos	\$ 3.279.309.121,03	\$ 3.720.711.764,00	\$ 3.720.711.764,00	\$ 3.720.711.764,00	\$ 3.720.711.764,00	\$ 5.830.711.764,00
EGRESOS						
Inversión en equipos (s/IVA)	\$ 2.590.654.205,61					
IVA s/inversiones	\$ 688.654.915,42					
Capital de trabajo (s/IVA)	\$ 2.110.000.000,00					
Insumos (\$/kg)(s/IVA)	\$ 690.000.000,00	\$ 690.000.000,00	\$ 690.000.000,00	\$ 690.000.000,00	\$ 690.000.000,00	\$ 690.000.000,00
IVA s/insumos	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00	\$ 144.900.000,00
Gastos fijos (s/IVA)	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00
IVA s/gastos fijos	\$ 149.100.000,00	\$ 149.100.000,00	\$ 149.100.000,00	\$ 149.100.000,00	\$ 149.100.000,00	\$ 149.100.000,00
Pago de servicios	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00	\$ 710.000.000,00
Impuesto a las ganancias	\$ 220.254.016,83	\$ 239.054.006,88	\$ 259.733.995,93	\$ 282.481.983,89	\$ 307.504.770,64	
Pago de IVA	\$ 486.011.551,42	\$ 202.643.364,00	\$ 202.643.364,00	\$ 202.643.364,00	\$ 202.643.364,00	\$ 202.643.364,00
Total egresos	\$ 5.389.309.121,03	\$ 3.110.265.568,25	\$ 2.845.697.370,88	\$ 2.866.377.359,93	\$ 2.889.125.347,85	\$ 2.914.148.134,64
Flujo de caja	-\$ 2.110.000.000,00	\$ 610.446.195,75	\$ 875.014.393,12	\$ 854.334.404,07	\$ 831.586.416,11	\$ 2.916.563.629,36
Flujo de caja acumulado	-\$ 2.110.000.000,00	-\$ 1.499.553.804,25	-\$ 624.539.411,12	\$ 229.794.992,95	\$ 1.061.381.409,06	\$ 3.977.945.038,43

9.8. Análisis de sensibilidad

Se realiza el análisis de sensibilidad para detectar cual es la variable que modifica en mayor medida al resultado final, que en este caso son los índices de rentabilidad (VAN - TIR).

Este método se basa en dejar constantes las variables intervinientes en el cálculo, excepto aquella en estudio; por lo tanto, realizando varias iteraciones con las distintas variables en estudio, se puede detectar aquel componente en el que mayor énfasis y ajuste se debe poner a la hora de su elección.

Tabla 9.7.1 Análisis de sensibilidad de la cantidad de entradas vendidas (fuente: elaboración propia)

Estudio de sensibilidad			
Variables de estudio	Valor Minimo	Valor Normal	Valor Maximo
Precio de entrada s/IVA	5500	5500	5500
Cantidad de entradas vendidas	400000	529100	550000
Valor de credito (\$)	\$ 3.279.309.121,03	\$ 3.279.309.121,03	\$ 3.279.309.121,03
VAN (15%)	-\$ 205.863.657,27	\$ 1.364.963.413,58	\$ 1.619.264.620,24
TIR (%)	12%	36%	41%

Tabla 9.7.2 Análisis de sensibilidad de la cantidad del precio de la entrada (fuente: elaboración propia)

Estudio de sensibilidad			
Variables de estudio	Valor Minimo	Valor Normal	Valor Maximo
Precio de entrada s/IVA	4000	5500	6000
Cantidad de entradas vendidas	529100	529100	529100
Valor de credito (\$)	\$ 3.279.309.121,03	\$ 3.279.309.121,03	\$ 3.279.309.121,03
VAN (15%)	-\$ 390.809.989,39	\$ 1.364.963.413,58	\$ 1.950.221.214,56
TIR (%)	9%	36%	46%

Tabla 9.7.3 Análisis de sensibilidad del valor del crédito (fuente: elaboración propia)

Estudio de sensibilidad			
Variables de estudio	Valor Minimo	Valor Normal	Valor Maximo
Precio de entrada s/IVA	5500	5500	5500
Cantidad de entradas vendidas	529100	529100	529100
Valor de credito (\$)	\$ 3.279.309.121,03	\$1.639.654.560,51	0
VAN (15%)	\$ 1.364.963.413,58	-\$ 1.862.455.126,97	-\$ 5.089.873.667,52
TIR (%)	36%	1%	-12%

Se puede apreciar que la variable de mayor impacto o sensibilidad es la del monto de financiamiento, ya que con una disminución del mismo rápidamente los índices de rentabilidad pasan de dar resultados positivos a negativos. También se puede apreciar la sensibilidad del precio de la entrada y del número de visitas, los cuales no dan impactos despreciables, pero sí menos significativos en comparación al valor del crédito.

Además, se propone analizar la sensibilidad de los índices de rentabilidad con respecto al monto de la inversión inicial. Para la realización de dicho análisis, se proponen los siguientes escenarios:

- Realización de pavimento rígido tanto en la zona de acceso como estacionamiento.
- Realización de enripiado con estabilizado granular tanto en la zona de acceso como estacionamiento.
- Proyecto original, con pavimento rígido en el acceso y enripiado en el estacionamiento.

Tabla 9.7.4 Análisis de sensibilidad del valor del crédito (fuente: elaboración propia)

Estudio de sensibilidad			
Variables de estudio	Enripiado completo	Diseño original	Pavimento rígido completo
Precio de entrada s/IVA	5500	5500	5500
Cantidad de entradas vendidas	529100	529100	529100
Valor de credito (\$)	\$3.015.056.918,62	\$ 3.279.309.121,03	\$ 5.767.388.928,83
VAN (15%)	\$1.388.312.219,95	\$1.364.963.413,58	\$1.145.121.561,18
TIR (%)	37%	36%	32%

Se puede observar que el proyecto no varía sus resultados finales al mantener un financiamiento del 50 % de la inversión inicial, incluso cuando estas inversiones tienen diferencias muy importantes en los diferentes diseños analizados.

10. Conclusiones y recomendaciones

A lo largo del estudio de este proyecto, se abordaron distintas temáticas, aspectos de la ingeniería y sus ramificaciones, desde el análisis de alternativas de proyecto hasta el cómputo, presupuesto y análisis financiero del mismo, pasando por las áreas de

geotecnia, hidráulica, hidrología, vías de comunicación, cálculo estructural y arquitectura.

La alternativa elegida (Candelaria, Provincia de Misiones) presenta la ventaja de estar ubicada en una zona donde confluye altamente la actividad turística; y, al mismo tiempo, por estar próximo al río Paraná, se encuentra a una distancia óptima, tanto respecto de la accesibilidad (por estar cercano a la RN12) como de la toma de agua. Sin embargo, al comparar las distintas alternativas según el análisis multicriterio (capítulo 2), se llegó a un empate técnico con la variante de Laguna Brava, pero aquella se descartó debido a que conlleva la ejecución de una perforación para la toma de agua, ya que se decidió que sea de una fuente superficial, condición que cumplía la opción de Candelaria; pero, porque claramente Laguna Brava califica como una buena alternativa según los criterios analizados, se recomienda proponer también el proyecto del parque acuático en dicho lugar.

El análisis de mercado tomando un parque acuático de referencia se considera correcto para los alcances de un trabajo final, aunque, de manera de mejorar el proyecto en sí, se recomienda llevar a cabo un análisis más exhaustivo para determinar el número de potenciales visitas anuales.

Se realizó el proyecto arquitectónico desde el comienzo, respetando disposiciones reglamentarias, superficies y volúmenes mínimos en función del destino del proyecto, tratando a su vez de buscar la armonía entre los distintos espacios y con la naturaleza que rodea al terreno. El dimensionamiento de los distintos locales del parque está íntimamente ligado al número de visitas, en ello radica la importancia de un buen análisis de mercado, como se mencionó anteriormente.

El eje del presente trabajo giró en torno al diseño y cálculo hidráulico de los distintos sistemas que abastecen de agua al parque, así como también del diseño de la planta potabilizadora que vuelve al agua apta para el baño. Debieron combinarse aquí no solamente cuestiones relacionadas a lo técnico, sino que también tuvo un papel importante la economía obtenida (en función de los metros lineales de tuberías y las tapadas) así como también el aprovechamiento del material.

En cuanto al diseño de los circuitos hidráulicos (impulsión y recirculación), lo óptimo sería que ambos puedan desarrollar la alimentación a las piscinas mediante la misma red de cañerías, aunque, en este caso, la gran magnitud de diferencia de caudales de circulación provocaba que se consigan velocidades por fuera de los márgenes admisibles, por lo que se recomienda optimizar el diseño, lo cual permitirá ahorrar aproximadamente 740 metros lineales de cañería.

En lo que respecta al cálculo estructural, si bien los proveedores de atracciones acuáticas recomiendan un tipo particular de estructura, el equipo de trabajo se propuso verificar la seguridad de las secciones propuestas. La empresa Crucijuegos SRL propone una estructura formada por tubos estructurales circulares, los cuales no presentaron un buen comportamiento a flexión. Sin embargo, al ser reemplazados por tubos rectangulares con áreas similares, verificaban estos esfuerzos.

Al mismo tiempo, para complementar el cálculo, se realizó el diseño de la estructura del edificio de administración con hormigón armado, y se dimensionó solamente la pieza más solicitada de cada elemento estructural.

Con respecto al precio de la obra, se ha dividido su estimación en los tres tipos de construcciones que consideramos se presentarán: arquitectura, vial e hidráulica, teniendo precios de \$2.146.345.742, \$1.275.925.784 y \$758.920.774, respectivamente. Esto representa un costo-costo total de \$4.181.192.300.

Para finalizar, se procedió con el estudio financiero del proyecto, obteniendo con un financiamiento del 50% y con un valor de \$5.500 para la entrada un VAN de \$1.364.963.414 para un $iop=15\%$, y una TIR de 36%. Por lo cual se concluye que, bajo estas condiciones, el proyecto es rentable.

Además de las ya mencionadas, se enumeran una serie de recomendaciones en vistas una posible revisión o modificación de este proyecto:

- Proyectar y dimensionar la nave industrial para la pileta climatizada. Sabiendo que, a partir de su realización se incrementará el uso del parque fuera de la estación de verano.
- Realizar un estudio adecuado para obtener datos de calidad del agua para utilizar en la determinación de los químicos para el tratamiento.
- Realizar un estudio de suelos fehaciente y que corresponda al terreno de emplazamiento.

11. Bibliografía

Jorge R. Bernal (2005). *Hormigón armado – Tablas I.*

Chandias Mario (2006). *Cómputos y Presupuestos.*

Gaston Avila, Enrique Fa Arias, Juan A. Roux Rinas (2023). *Anteproyecto de un acuario en la ciudad de Corrientes.*

Pilar, Jorge (2021). *Introducción al análisis multiobjetivo.*

Guillermo Méndez, Marcelo Gómez (2017). Apunte de cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental: *Planta Potabilizadora de Aguas Turbias. Facultad de Ingeniería, UNNE.*

Moller, Oscar (2010). *Hormigón Armado: Conceptos básicos y diseño. Universidad Nacional de Rosario.*

Código de Edificación (2015). *Ordenanza XVIII - N° 263 (Posadas, Argentina)*

Código de Edificación CABA (2018). *Ley N° 6100 (Ciudad Autónoma de Buenos Aires, Argentina)*

Decreto 80 de 1998. [Consejería de Salud y Bienestar Social, Madrid, España] *.Por el que se regulan las condiciones higiénico-sanitarias de las piscinas de uso colectivo. 14 de mayo de 1998.*

CIRSOC 101 (2005). *Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).*

CIRSOC 102 (2005). *Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).*

CIRSOC 201 (2005). *Reglamento Argentino de estructuras de hormigón. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).*

CIRSOC 302 (2005). *Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).*

Maria Cruz Vilchez, Silvana Pardo Benites (2015). *Proyecto de inversión para la implementación de un parque acuático en la ciudad de Piura. Universidad de Piura.*

Carlos Centelles Mangriñan (2021). *Proyecto de una estructura portante para una atracción acuática en el parque de atracciones Aquarama de Benicàssim. Universidad Politécnica de Valencia.*

Organización Panamericana de la Salud (2005). *Guías para el diseño de bombeo de agua potable.*

AASHTO (1993). *Manual de diseño de pavimentos.*

ICPA (2015). *Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Hormigón.*

Anderson, D. G., Stokoe, K. M. (1978) *Shear modulus: a time development material property.*

Das, Braja M. (2013) *Fundamentals of Geotechnical Engineering, 4th Edition*

Egorov K. E. (1958) *"Deformations of a base of finite thickness"*

Asociación española de normalización (2020) *Seguridad de las atracciones y de la maquinaria de entretenimiento. Parte 2: Instalación, mantenimiento y explotación.*

Gabriel Troglia (2018) *Estructuras metálicas. Proyecto por estados límites*

American Institute of Steel Construction. (1999). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings. United States of America.*

Andreussi Nereo F. (2015). *Apuntes teóricos. Hidráulica General*

Anexos

Anexo I. Dimensionamiento de la planta de tratamiento

El caudal de diseño, como se mencionó anteriormente, es de 0,018 m³/s o 18 L/s.

También se debería calcular el perfil hidráulico de la planta, aunque eso queda fuera de los alcances de este trabajo.

Anexo I-1 Cámara de carga

Permanencia = 20 s

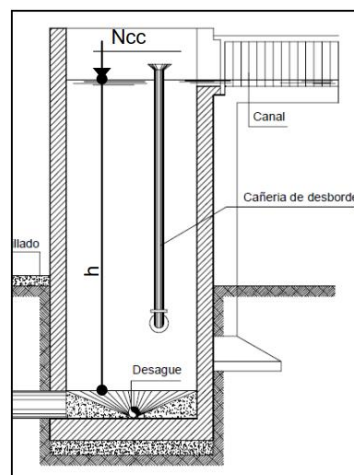
$Vol = P * Q_c = 0,36 \text{ m}^3$

$h = 1,50 \text{ m}$ (adoptado)

$Acc = Vol/h = 0,24 \text{ m}^2$

$$D = (Acc * 4/\pi)^{0,5} = 0,56 \text{ m}$$

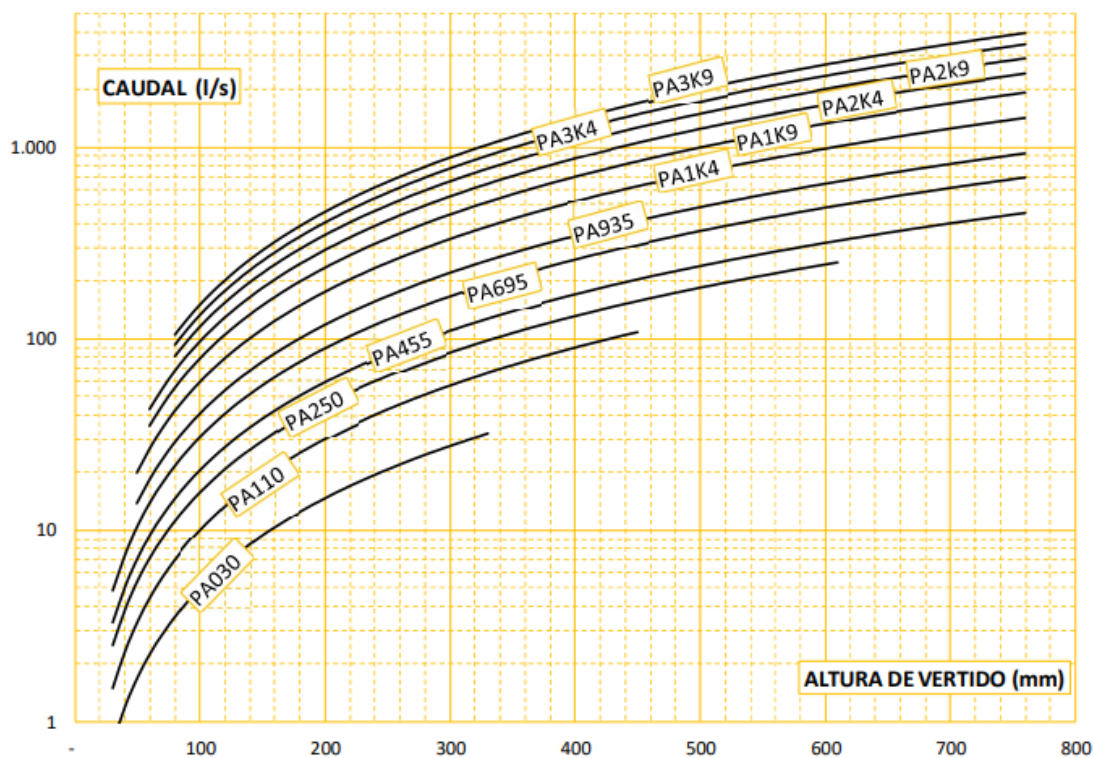
D adoptado = 0,60 m



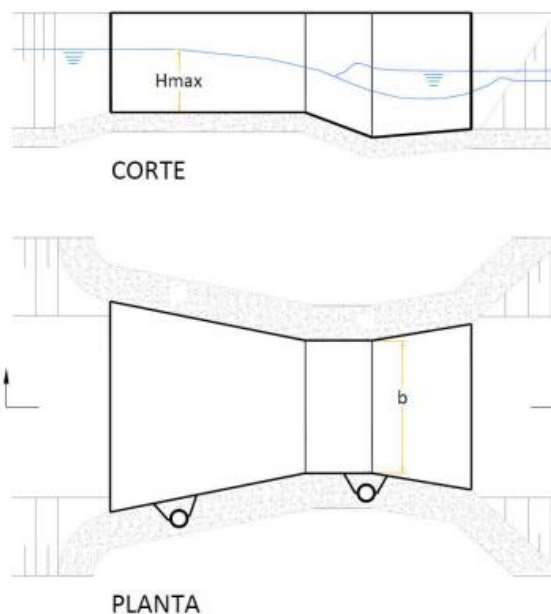
Anexo I-2 Medidor

Se trata de una canaleta Parshall, y para su adopción se hace uso del catálogo del fabricante TEMEC.

CURVA DE GASTO



Esquema de implantación



Gama disponible

Parshall	b	H max (mm)	Q min (l/s)	Q max (l/s)
PA013	2 "	240	0.2	13.3
PA030	3 "	330	0.8	31.8
PA110	6 "	450	1.5	108
PA250	9 "	610	2.5	251
PA455	12 "	760	3.3	455
PA695	18 "	760	4.8	693
PA935	24 "	760	12.1	933
PA1K4	36 "	760	17.6	1421
PA1K9	48 "	760	34.8	1915
PA2K4	60 "	760	46.9	2414
PA2K9	6 ft	760	74.1	2917
PA3K4	7 ft	760	85.8	3424
PA3K9	8 ft	760	97.2	3933
PA8K3	10 ft	1070	158.4	8315
PA15K	12 ft	1370	188.0	14661
PA25K	15 ft	1670	232.6	24888

Según la tabla, se selecciona el producto PA030, que se ajusta al caudal de diseño.

Anexo I-3 Dispersores

Diseño de la cámara

Permanencia (T) = 5 s

Volumen (VolM) = T x Qc = 0,09 m³

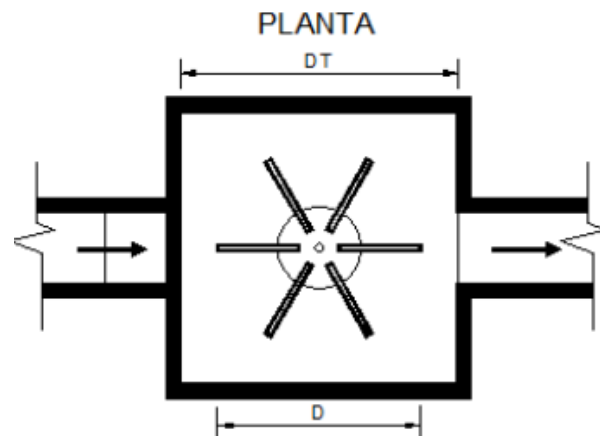
Relación H/DT (k) = 1

Ancho (DT) = $\sqrt[3]{VolM/k} = 0,44$ m

Dt adoptado = 0,50 m

Tirante de agua (H) = DT x K = 0,50 m

Orificio de ingresos



Se toma de sección aproximadamente a 1/20 de la sección transversal del dispersor.

$$a_1 \cdot e_1 = At/20 = 0,0125 \text{ m}^2$$

$$a_1 = e_1 = (At/20)^{0,5} = 0,11 \text{ m}$$

Se adopta $\rightarrow a_1 = e_1 = 0,15 \text{ m}$

Paletas

Relación $Dt/D = 2,7$ (adoptado)

Diámetro de paletas $D = 0,19 \text{ m}$

$$H/D = 2,63$$

$h/D = 1$ (adoptado)

Distancia entre paleta y solera $h = 0,19 \text{ m}$

Altura de paleta $W = D/5 = 0,038 \text{ m}$

Velocidad de giro de las paletas

Grad. de velocidad $G = 300 \text{ s}^{-1}$ (adoptado)

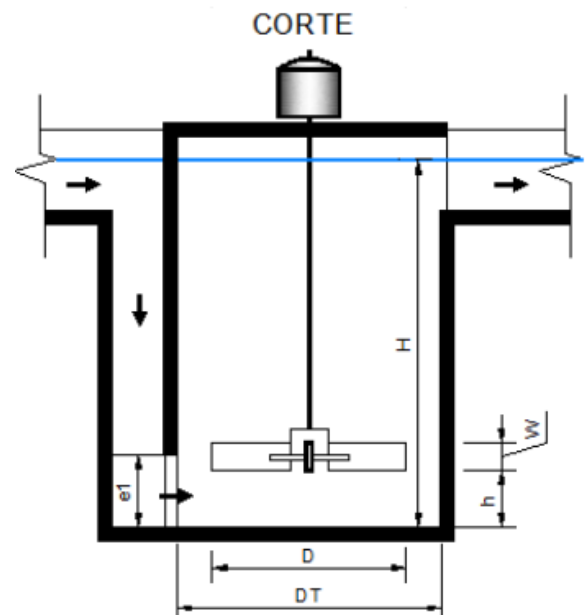
$$\mu = 1,15 \cdot 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m}^2 = 0,00115 \text{ Ns}/\text{m}^2$$

Potencia aplicada $P = G^2 \cdot Vol \cdot \mu = 12,94 \text{ W}$

Densidad del agua a 15°C $\rho = 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$

Número de potencia $K = 5$

$$\text{Número de repeticiones } n = \sqrt[3]{\frac{P}{\rho \cdot K \cdot D^5}} = 2,18 \text{ rps}$$



Anexo I-4 Decantadores

Aunque en el proceso de tratamiento, los floculadores están primero, antes se deben diseñar los decantadores, ya que una vez dimensionados estos, el ancho (Bd) y el número de unidades de decantación (n) obtenidos serán los mismos a adoptar para el dimensionado del acondicionador.

Zona de decantación

$N^\circ = 2$ (valor mínimo)

Caudal por unidad $Q_d = Q_c/N^\circ = 9 \text{ l/s}$

Carga superficial $C_s = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$

Tiempo de detención $T_d = 2,5 \text{ h}$

Área de decantación $= Q_d/C_s = 25,92 \text{ m}^2$

Altura útil $H_u = T_d * C_s = 3,125 \text{ m}$

$L_d/B_d = 2,5$ (adoptado)

$L_d/H_u = 20$ (adoptado)

$L_d = 8,10 \text{ m}$

$B_d = 3,20 \text{ m}$

$H_u = 0,45 \text{ m}$

Zona de entrada

Diámetro de los orificios $d_0 = 0,05 \text{ m}$

$a_0 = 0,00196 \text{ m}^2$

Número de filas $N_F = 2$

Número de columnas $N_C = 8$

Se debe verificar que:

- 1) La distancia entre orificios no debe ser mayor que $0,50 \text{ m}$.

$$L_o = B_d/N_C = 0,40 \text{ m}$$

$$H_o = H_u/N_F = 0,225 \text{ m}$$

Buenas condiciones

- 2) La relación entre la sumatoria de las áreas de pasaje de los orificios debe ser inferior a $0,50$. $A_0/A_e = \frac{N_F * N_C * a_0}{H_u * B_d} = 0,022 < 0,50 \rightarrow$

Buenas condiciones

Zona de salida

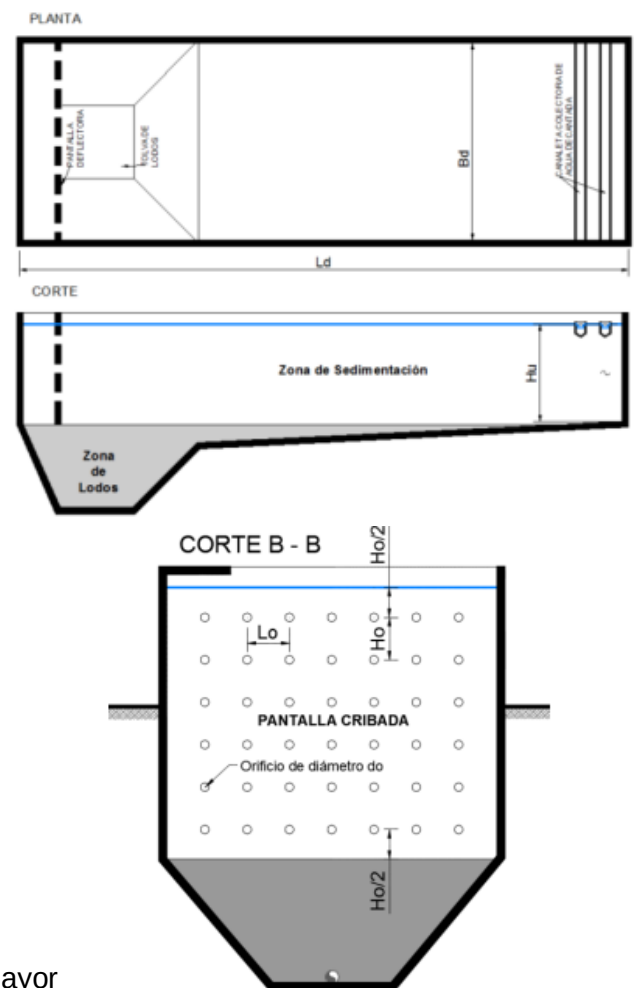
Cantidad de Frente de vertedero $N_{FV} = 4$

Longitud de vertederos $L_v = B_d * N_{FV} = 12,80 \text{ m}$

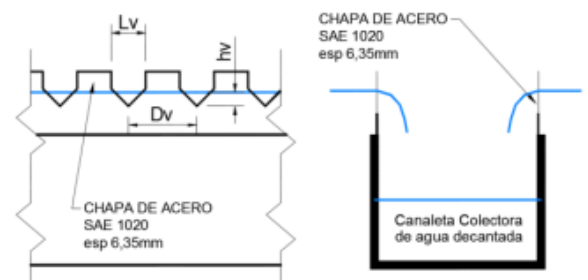
Carga unitaria del vertedero $Q_{ad} = Q_d/L_v = 0,70 \text{ l/s} * \text{m}$

Tirante sobre vertedero $h_v = 0,04 \text{ m}$

Caudal por vertedero $q_v = 1,4 * h_v^{2,5} = 0,000448 \text{ m}^3/\text{s}$



DETALLE DE VERTEROS Y CANALETA COLECTORA DE AGUA DECANTADA



Nº de vertederos por frente = $Qd/(qv \cdot NFV) = 5,02$

Nv adoptado = 6

Distancia entre vertederos = 0,25 m

Zona de lodos

Turbiedad máx del agua T = 100 UNT

Dosis máx de $Al_2(SO)_3$ D = 50 mg/l

Estos valores dependen de la calidad del agua captada, pero ante la falta de datos, se adoptan esos números, que se recomienda ajustar en el caso de que se tenga disponibilidad de ensayos de calidad de agua en la zona.

Constante K1 = 0,015

Constante K2 = 0,0014

Q de lodos $Q_L = Q \frac{(K1 \cdot D + K2 \cdot T)}{100} = 6,92 \text{ m}^3/\text{dia}$

Ancho sup de tolva Bt = Bd = 3,20 m

Largo sup de tolva Lt/3 = 2,70 m

Altura de tolva ht = 1m

Ancho inf de tolva bt = Bt - 2ht = 1,20 m

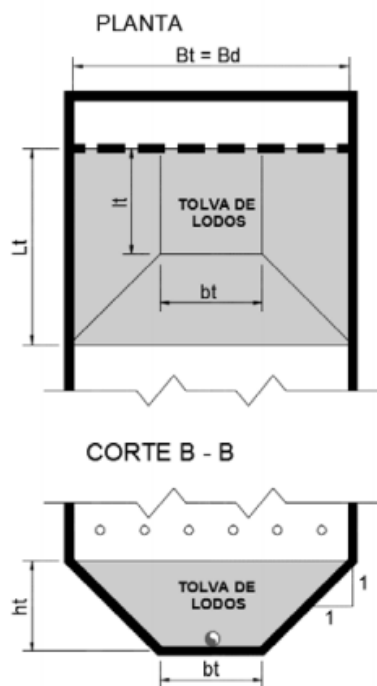
Largo inf de tolva lt = Lt - 2ht = 0,70 m

Area superior de tolva At = 8,64 m²

Area inferior de tolva at = 0,84 m²

Volumen de tolva de lodos $Volt = \frac{ht}{3} \cdot (At + at + \sqrt{At \cdot at}) = 4,06 \text{ m}^3$

Frecuencia de limpieza TL = Volt/QL = 14,07 h



Anexo I-5 Flocuradores

Una vez diseñados los decantadores, se procede con el dimensionamiento de los floculadores.

Número de serie de floculadores por decantador Nsf = 2

$Qd/Nsf = 0,0045 \text{ m}^3/\text{s}$

Primera cámara

T1 = 10 min

Vol F1 = $Qf \cdot T1 = 2,70 \text{ m}^3$

Ancho de floculador BF1 = Bd = 3,20 m

Largo de floculador LF1 = BF1 = 3,20 m

$$HF1 = VolF1/BF1^2 = 0,26 \text{ m}$$

HF1 adoptado = 0,30 m

Diseño de las paletas de la primera cámara

Longitud de paletas l = 0,15 m

Radio de giro de la 1er paleta r1 = 1,40 m

Radio de giro de la 2da paleta r2 = 1,20 m

Radio de giro de la 3er paleta r3 = 0,80 m

Ancho de paleta b = 0,10 m

Velocidad de giro de las paletas n1 = 6 rpm

Gradiente de velocidades de la primer cámara

$$Cd = 1,10 + 0,02 * \left(\frac{b}{l} + \frac{l}{b} \right) = 1,14$$

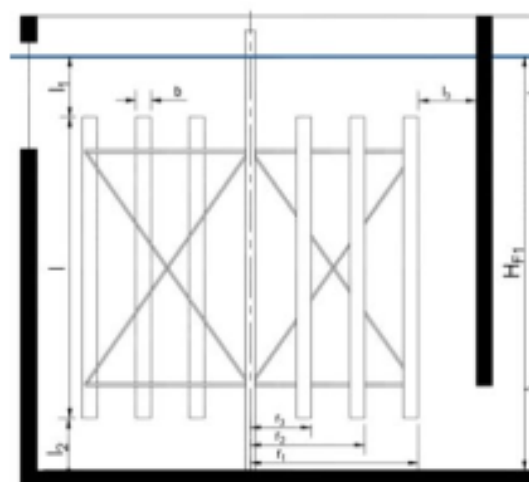
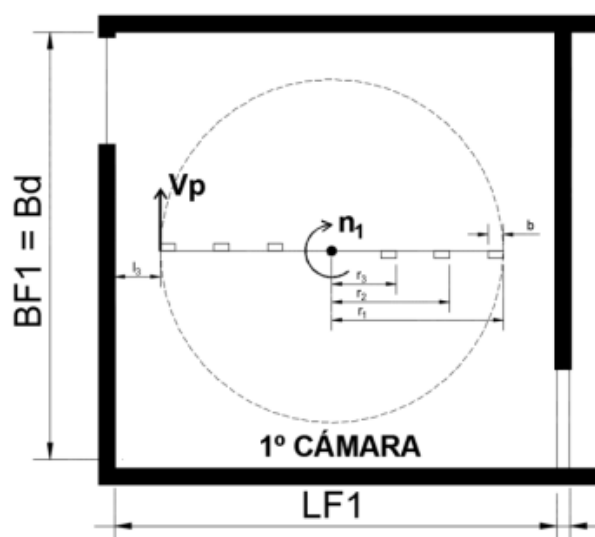
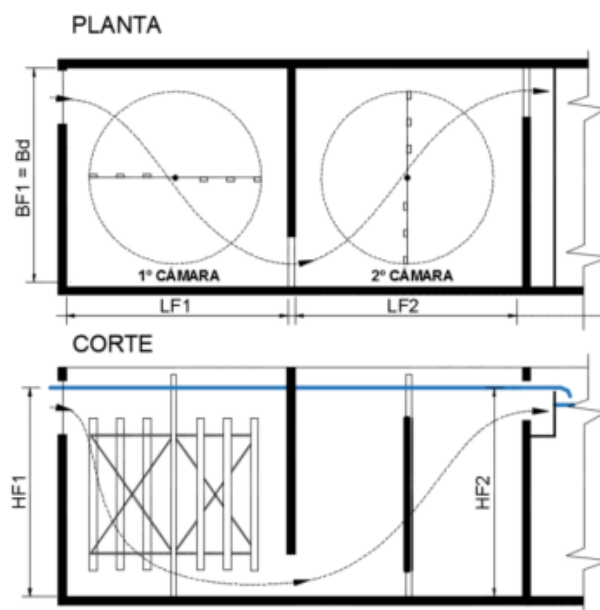
Relación entre la v del agua y n = 0,25

Densidad del agua a 15°C p = 1.000 kg/m3

Viscosidad del agua a 15°C μ = 0,0015 Ns/m2

n1 = 0,1 rps

Velocidad de giro de las paletas G1



$$G1 = 5 * \sqrt{\frac{\rho * g}{\mu * vol}} [Cd(1 - k)^3 * n^3 * b * l * (r1^3 + r2^3 + r3^3)] = 53,42 s^{-1}$$

En la primera cámara, el gradiente se debe encontrar entre 70 a 50 s⁻¹.

Verificaciones de la primer cámara

Se debe verificar que:

- 1) La velocidad tangencial al giro en la extremidad de las paletas no debe ser superior a 1,20 m/s. $Vp1 = 2 * n1 * \pi * r1 = 0,88 \text{ m/s} \rightarrow \text{BC}$
- 2) El área de las paletas debe ser menor del 20% del área del plano transversal del eje de rotación. $6 * b * l / (HF1 * LF1) = 0,09 \rightarrow \text{BC}$
- 3) El producto entre el gradiente de velocidad por el tiempo de permanencia debe estar entre 30.000 y 130.000. N° de

$$Camp = G1 * T1 = 32.056,35 \rightarrow \text{BC}$$

Segunda cámara

$$T2 = 15 \text{ min}$$

$$VolF2 = 4,05 \text{ m}^3$$

$$BF2 = 3,20 \text{ m}$$

$$LF2 = 3,20 \text{ m}$$

$$HF2 = 0,39 \text{ m}$$

$$HF2 \text{ adoptado} = 0,40 \text{ m}$$

Diseño de paletas de la segunda cámara

$$l = 0,2 \text{ m}$$

$$r1 = 1,20 \text{ m}$$

$$r2 = 1,00 \text{ m}$$

$$r3 = 0,80 \text{ m}$$

$$b = 0,075 \text{ m}$$

$$n2 = 6 \text{ rpm}$$

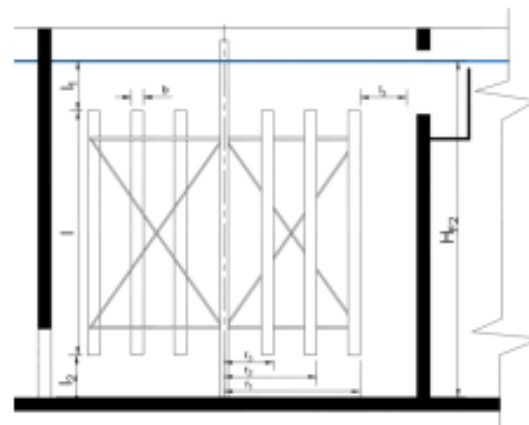
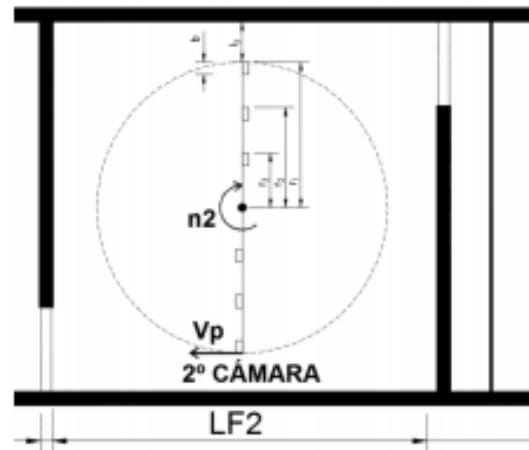
Gradiente de velocidades de la segunda cámara

$$Cd = 1,2625$$

$$K = 0,25$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = 0,0015 \text{ Ns/m}^2$$



$$n_2 = 0,067 \text{ rps}$$

$$G_2 = 35,98 \text{ s}^{-1}$$

Para la segunda cámara, el gradiente de velocidades debe estar entre 40 y 10 s^{-1} .

Verificaciones de la segunda cámara

Se hacen las mismas verificaciones que para la primera:

- 1) $V_{p2} = 0,75 \text{ m/s} \rightarrow \text{BC}$
- 2) $6 \cdot b \cdot l / (H F^2 \cdot L F^2) = 0,07 \rightarrow \text{BC}$
- 3) $N^\circ \text{ de Camp} = 32.384,61 \rightarrow$
BC

Anexo I-6 Filtros

$N = 0,044 \cdot \sqrt{Q} = 1,73 \rightarrow$ Se adopta
en número par próximo $N = 2$

Área de filtración

Velocidad de filtración = 20 m/h
(adoptado)

Superficie de filtración $S_f = Q_c / V_f =$
3,24 m²

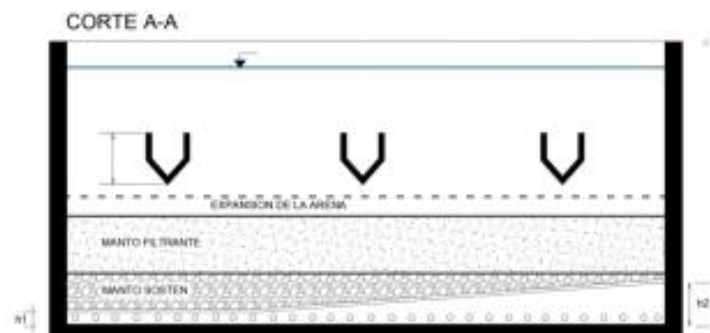
Área de cada filtro $A_f = S_f / N = 1,62 \text{ m}^2$

Relación $L_f / B_f = 1,33$

Espesor de la pared $e = 0,15$
m

Para determinar BF se
consideran las siguientes
relaciones:

$$2b = BF - 2e + b_1$$



$$b_1 = 0,15BF$$

$$AF = 2BF \cdot LF = (A - 2e - b_1) \cdot LF$$

Por lo tanto, AF se puede obtener en la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned}
 AF &= 1,0626BF^2 - 0,50BF \\
 &= 5,04 \text{ m}^2 \\
 &\rightarrow 1,0626BF^2 \\
 &- 0,50BF - 5,04 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática anterior, se obtiene $BF = 1,50 \text{ m}$

$$LF = 2 \text{ m}$$

Ancho de canal colector $b_1 = 22,50 \text{ cm}$

Ancho efectivo de filtración $b = 71,25 \text{ cm}$

Manto filtrante

Tamaño efectivo $T_{ef} = 0,4 \text{ mm}$

Coef. de uniformidad $C_u = 1,6$

Espesor del manto = $0,50 \text{ m}$

Manto sostén

Formado por capas de canto rodado, dispuestas en forma graduada, para evitar el pasaje de arena y coágulos. Su espesor varía de $0,40$ a $0,70 \text{ m}$ y entre ambos mantos se coloca una capa de arena torpedo de $0,10 \text{ m}$ de espesor, gruesa de granulometría 1 a 2 mm .

Fórmula de Baylis para obtener la graduación de los mantos de grava:

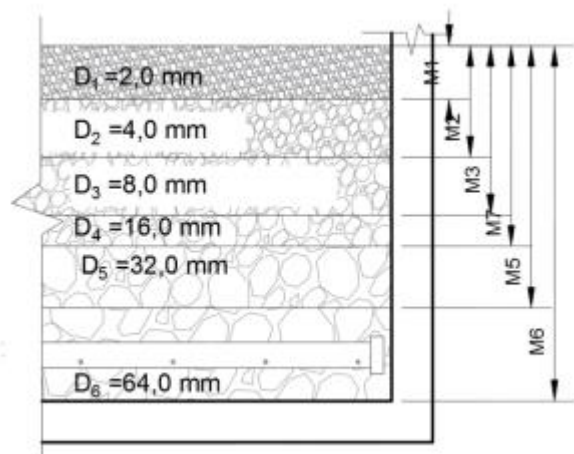
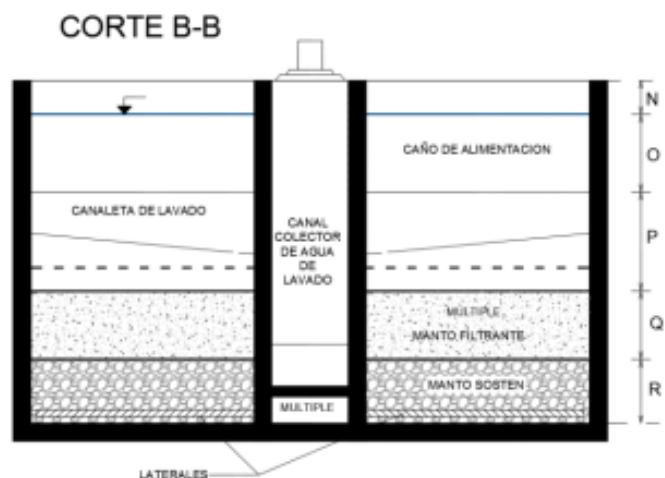
$$M = K \cdot \log D$$

M: profundidad en cm.

K: constante que depende del tipo de lavado (en nuestro caso, $K = 35,5$ para lavado de alta velocidad con una expansión del 50%)

D: diámetro de las partículas expresadas en mm.

Para estratificar los mantos se toman diámetros de partículas igual al doble de las que anteceden. Los espesores de cada capa se calculan por diferencia con las anteriores.



D [mm]	M [cm]	Espesor de capa	Espesor de capa
--------	--------	-----------------	-----------------

		[cm]	adoptado [cm]
2	10,68	10,68	11
4	21,37	10,68	11
8	32,06	10,68	11
16	42,74	10,68	11
32	53,43	10,68	11
60	63,12	9,69	11
TOTAL MANTO SOSTÉN [cm]			65

Lavado del filtro

Se emplea lavado de alta velocidad con agua a presión inyectada por el sistema de drenaje.

Produce una expansión del 40 al 60 % del lecho filtrante para desprender la materia coagulada retenida; luego se cierra lentamente el pase del agua para que el manto recupere su graduación en forma hidráulica.

Tomando para el 30 % que pasa de la curva granulométrica $s = 0,55$ mm; v varía entre 35 y 45 m/h.

Velocidad de limpieza $V_L = 35$ m/h

Caudal de lavado $Q_L = V_L \cdot A_F = 56,70$ m³/h

El sistema colector del agua de lavado está formado por canaletas y el canal colector. Las canaletas reciben por desborde el agua superficial. Entre el fondo de ellas y la superficie del lecho expandido debe quedar de 5 a 10 cm, y el pelo de agua dentro de las canaletas debe ser de 5 a 8 cm más bajo que el borde para evitar que trabajen ahogadas. Primeramente se calcula el caudal de diseño del sistema colector de agua de lavado (Q_L').

$Q_L' = 1,15 Q_L = 56,70$ m³/h

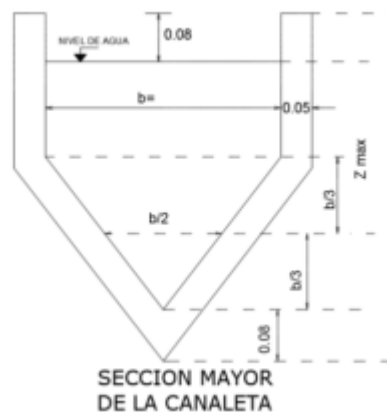
Cantidad de canaletas $n_c = 2$

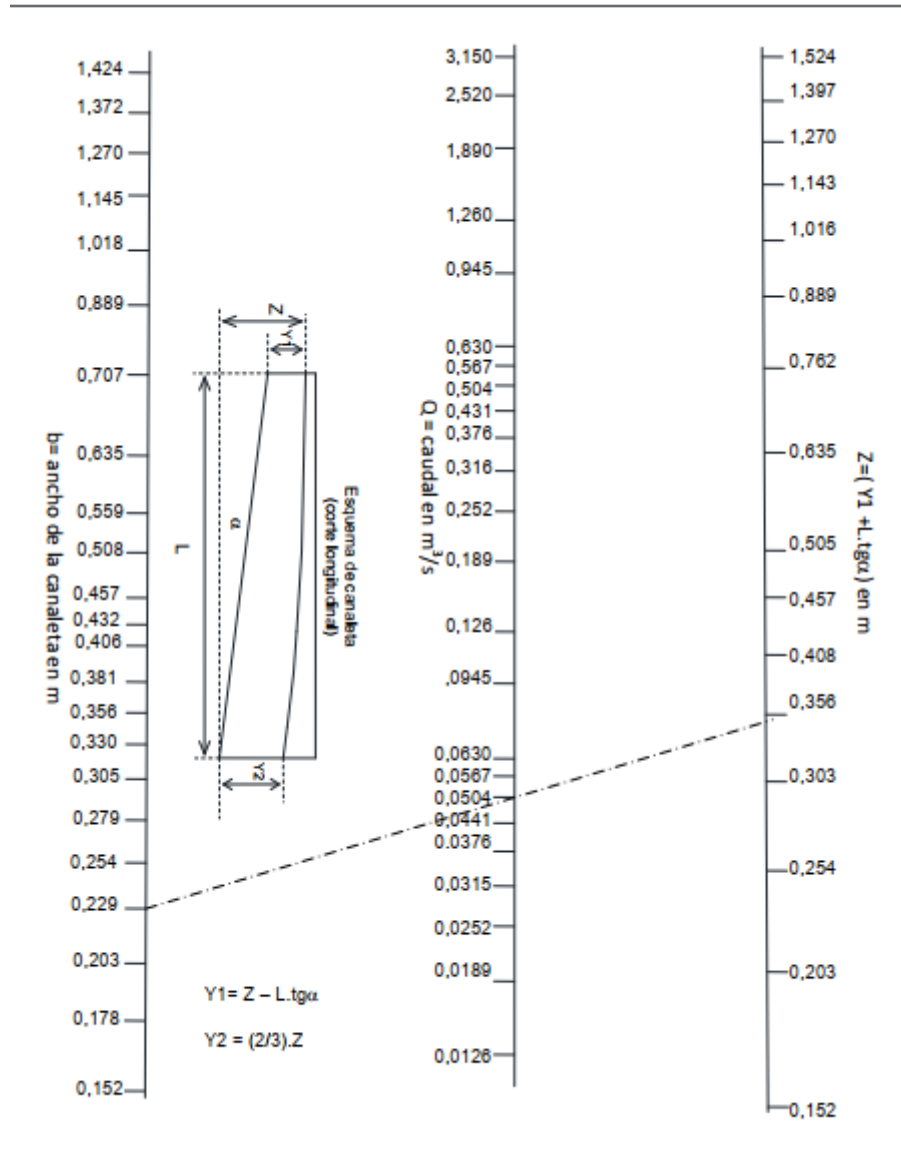
Ancho de canaletas $b_c = 25$ cm

Considerando dos lados por canaleta, el caudal que vierte por borde (Q_L'') será:

$Q_L'' = Q_L' / 2n_c = 16,30$ m³/h = 0,0045 m³/s

La ordenada máxima del pelo de agua se obtiene del siguiente gráfico, adoptando $\alpha = 5^\circ$:





Se obtuvo como resultado:

$$Z = 0,152 \text{ m}; y_1 = z - a \cdot \text{tg} \alpha = 0,089 \text{ m}$$

$$y_2 = 2/3z = 0,101 \text{ m}$$

$$\text{Revanca } R = 0,08 \text{ m}$$

$$\text{Espesor de fondo } e_f = 0,08 \text{ m}$$

$$\text{La altura máxima de la canaleta será } H_c = z + b/3 + R + e_f = 0,395 \text{ m}$$

Se adopta como tirante de seguridad igual a 0,50 m y la altura de expansión es de 0,20 m. Entonces:

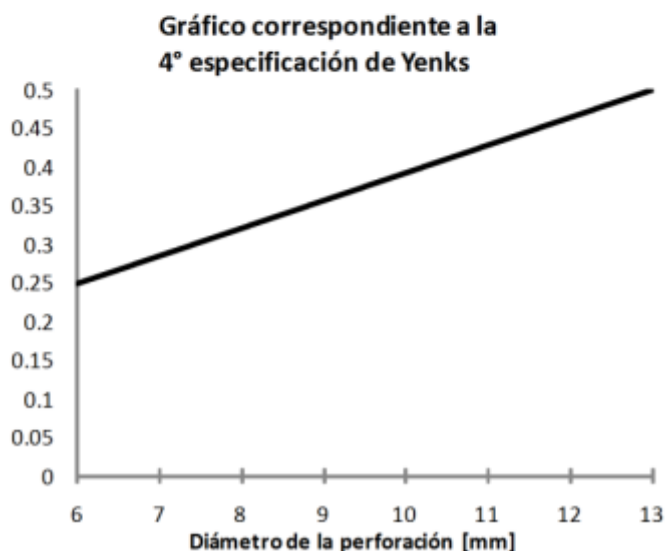
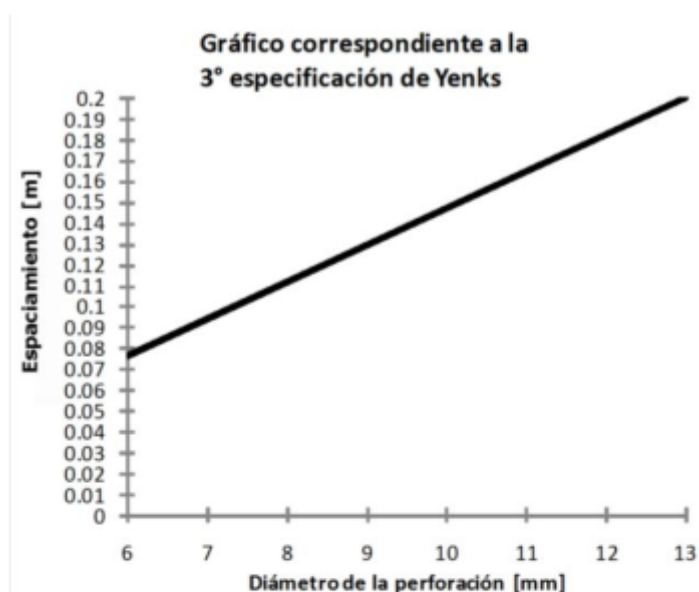
H de borde sup de manto = altura de expansión + tirante de seguridad + Hc = 1,095 m

Anexo I-7 Sistema de drenaje

Formado por laterales de caños perforados y un múltiple alimentado por los mismos, constituye el sistema colector del agua filtrada y distribuidor del agua de lavado. En su diseño se busca una eficiente distribución de esta última. Se dimensiona con el mayor de ambos caudales (filtrado y lavado) en cada unidad.

Para su diseño, se aplican las condiciones de Yenks.

Se utilizarán los siguientes gráficos:



Caudal de filtración $q_f = Q_c/NF = 0,009 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal de lavado $Q_L = 0,01575 \text{ m}^3/\text{s}$

$\Sigma A_p/A_f = 0,002$

$\Sigma A_p = 0,003$

Diámetro de las perforaciones $d_p = 0,006 \text{ m}$

Área de cada perforación $A_p = 0,283 \text{ cm}^2$

Espaciamiento de las perforaciones $e_p = 0,076 \text{ m}$

Longitud de laterales $LL = b = 0,7125 \text{ m}$

Numero de perforaciones por lateral $N_p = 2LL/e_p = 18,75 \rightarrow$ Se adopta $N_p = 20$

Número de laterales $NL = \Sigma A_p/(N_p \cdot A_p) = 5,73 \rightarrow$ Se adopta $NL = 6$

Por lo tanto, la cantidad de laterales por lado del filtro será igual a:

$NL/2 = 3$

Verificaciones

$eL = L_f/(NL \cdot 2) = 0,167 \text{ m} < 0,305 \text{ m} \rightarrow \text{BC}$

$\Sigma A_p/\Sigma A_L = 0,40$

$\Sigma A_L = N_p \cdot NL/0,40 = 0,008 \text{ m}^2$

$A_L = \Sigma A_L/NL = 0,0027 \text{ m}^2$

$DL = \sqrt{\frac{4 \cdot A_L}{\pi}} = 0,0586 \text{ m}$

$LL/DL = 12,15 < 60 \rightarrow \text{BC}$

El múltiple se dimensiona de sección decreciente hacia el extremo a fin de mantener velocidad y presión constante para lograr buena distribución del lavado, en general es de ancho constante y altura variable.

Además los laterales deben elevarse 0,05 m del fondo y dejar distancia mínima de 0,04 m con el borde superior del múltiple. Luego:

$h_1 = DL + 0,05 + 0,04 = 0,149 \text{ m}$

La sección mínima será:

$A_1 = a_1 \cdot h_1 = 0,022 \text{ m}$

En base a recomendaciones de Ellms, podrá alimentar:

Número de lateral abastecido con sección A_1 :

$NL' = A_1/(1,8 \cdot A_L) = 4,59$

La sección de entrada A_2 , que alimenta N laterales, tendrá altura:

$$a_1 \cdot h_2 = 1,8 \cdot NL \cdot AL \rightarrow h_2 = 1,8 \cdot NL \cdot AL / a_1 = 0,10 \text{ m}$$

Anexo I-8 Cisterna de almacenamiento

Se diseña para almacenar el volumen de agua tratada en la planta durante su tiempo de funcionamiento, que es igual a una hora.

$$Vol = 0,018 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 1\text{h} = 64,80 \text{ m}^3$$

$$Huc = 6 \text{ m (adoptado)}$$

$$Di = \sqrt{\frac{Vol \cdot 4}{Huc \cdot \pi}} = 6,88 \text{ m} \rightarrow \text{Se adopta } Di = 7\text{m}$$

Anexo II. Cálculo hidráulico de la cañería de impulsión

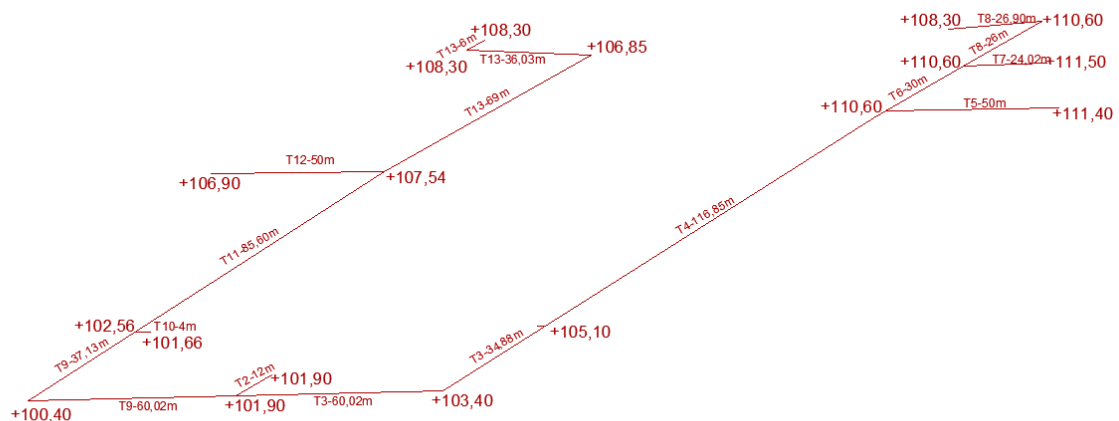


Figura II.1 Esquema isométrico del diseño de la cañería de impulsión (fuente: elaboración propia)

Como se indicó en el capítulo 6.2, el predimensionamiento del diámetro de los conductos se realizó utilizando la fórmula de Bresse:

$$D = K * \sqrt{Q}$$

Donde:

- D es el diámetro necesario de la cañería según el criterio de Bresse.
- Q es el caudal que circula por la cañería.
- K un coeficiente que varía según la velocidad de circulación.

K = 1,00	U = 1,28 m/s
K = 1,10	U = 1,06 m/s
K = 1,20	U = 0,88 m/s
K = 1,30	U = 0,75 m/s
K = 1,40	U = 0,65 m/s
K = 1,50	U = 0,57 m/s

Figura II.2 Tabla de coeficientes K en función de la velocidad (fuente: cátedra Hidráulica General, FI, UNNE)

En función de los diámetros obtenidos, se adoptaron los diámetros comerciales más cercanos, para así poder calcular las velocidades en cada tramo y determinar también las pérdidas continuas y localizadas, para conocer así la altura a la que se debe bombear. Estos diámetros se indican en la Tabla 6.2.2.

Para calcular las pérdidas se hizo uso de la fórmula de Hazen-Williams:

$$J [m] = 10,65 * \frac{L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

Donde,

L: longitud de la cañería, en m

Q: caudal que circula por el tramo, en m³/s

C: coeficiente de rugosidad

D: diámetro de la cañería, en m

Para la ejecución de las tuberías se adopta como material PVC, el cual posee un coeficiente C=140. Los diámetros comerciales disponibles han sido obtenidos de la empresa TuboForte, específicamente la línea Infra, diseñada para acueductos.

CÓDIGO	DIÁM. EXT. (mm)	ESP. (mm)	LONG. (m)	PRESIÓN Kg./cm ²
T6 050 X 6 IRAM	50	1,7	6	6
T6 063 X 6 IRAM	63	1,9	6	6
T1 063 X 6 IRAM	63	3	6	10
T6 075 X 6 IRAM	75	2,2	6	6
T1 075 X 6 IRAM	75	3,6	6	10
T6 090 X 6 IRAM	90	2,7	6	6
T1 090 X 6 IRAM	90	4,3	6	10
T6 110 X 6 IRAM	110	3,2	6	6
T1 110 X 6 IRAM	110	5,3	6	10
T6 125 X 6 IRAM	125	3,7	6	6
T1 125 X 6 IRAM	125	6	6	10
T6 140 X 6 IRAM	140	4,1	6	6
T1 140 X 6 IRAM	140	6,7	6	10
T6 160 X 6 IRAM	160	4,7	6	6
T1 160 X 6 IRAM	160	7,7	6	10
T6 200 X 6 IRAM	200	5,9	6	6
T1 200 X 6 IRAM	200	9,6	6	10
T1 225 X 6 IRAM	225	10,8	6	10
T6 250 X 6 IRAM	250	7,3	6	6
T1 250 X 6 IRAM	250	11,9	6	10
T6 315 X 6 IRAM	315	9,2	6	6
T1 315 X 6 IRAM	315	15	6	10
T6 355 X 6 IRAM	355	10,4	6	6
T1 355 X 6 IRAM	355	16,9	6	10
T6 400 X 6 IRAM	400	11,7	6	6
T1 400 X 6 IRAM	400	19,1	6	10
T6 500 X 6 IRAM	500	14,6	6	6
T1 500 X 6 IRAM	500	23,9	6	10
T6 630 X 6 IRAM	630	18,4	6	6

Figura II.3 Tabla de diámetros comerciales disponibles (fuente: TuboForte)

Asimismo, para el cálculo de las pérdidas localizadas, se utilizó la ecuación

$$J_{loc} [m] = k * \frac{V^2}{2g}$$

Calculadas las pérdidas, se confecciona la siguiente tabla, de la cual se obtienen las pérdidas estáticas y totales, necesarias para poder determinar la bomba que impulsará el sistema.

Tabla II.1 Pérdidas de carga por tramos (fuente: elaboración propia)

Pérdidas de carga									
Cañería	Q [m ³ /s]	Seccion [m ²]	Longitud [m]	V(m/s)	J cont [m]	J loc [m]	J TOTAL [m]	Δh estático [m]	Δh TOTAL [m]
T1	0,018	0,019	290,000	0,974	1,803	0,116	1,919	7,900	9,819
T2	0,003	0,003	12,000	0,979	0,229	0,021	0,250	7,900	10,069
T3	0,012	0,019	94,900	0,670	0,295	0,062	0,357	11,100	13,376
T4	0,011	0,008	116,850	1,341	2,079	0,017	2,096	16,600	20,972
T5	0,000	0,001	50,000	0,795	1,760	0,061	1,822	17,400	23,593
T6	0,011	0,008	30,000	1,293	0,499	0,036	0,535	16,600	21,507
T7	0,001	0,002	24,020	0,414	0,124	0,020	0,144	17,500	22,550
T8	0,010	0,008	52,900	1,209	0,778	0,045	0,822	14,300	20,029
T9	0,003	0,003	97,150	1,069	2,186	0,157	2,343	8,560	12,821
T10	0,001	0,001	4,000	1,240	0,321	0,164	0,485	7,660	12,406
T11	0,002	0,003	85,600	0,842	1,240	0,007	1,246	13,540	19,048
T12	0,001	0,002	50,000	0,559	0,449	0,030	0,479	12,900	18,887
T13	0,001	0,002	111,000	0,800	1,934	0,053	1,987	14,300	21,795

De esta manera, con un caudal nominal de 0,018 m³/s y una altura máxima de 23,59m, se adoptó la bomba que se indica en 6.2, que posee las siguientes características.

Datos de funcionamiento						
1	Tipo de bomba	Una bomba sola		Fluido	Agua, limpia	
2	N° de bombas	1		Temperatura de funcionamiento t A°C	15	
3	Caudal nominal	m³/s	0,018	Temperatura de funcionamiento máx °C	40 / -40	
4	Altura nominal	m	23,59	Valor de pH en t A	7	
5	Cabezal estático	m	0	Densidad a t A	kg/m³ 999	
6	V	kPa	0	Viscosidad cinemática a t A	mm²/s 1,14	
7	Temperatura ambiente	°C	20	Presión de vapor en t A	kPa 100	
8	NPSH disponible	m	0	Altura	0	
Datos bomba						
9	Lubricación	Grease Lubrication [Std] (Size 24)				
10	Ejecución	Spacer coupling		Ø del impulsor	Máx. mm 150	
11	Diseño	Horizontal			Diseñado mm 150	
12	Velocidad de funcionamiento	2880 rpm			Min. mm 112	
13	Boquilla de aspiración EN1092-2	DNs 80	PN10/25	Capacidad de la bomba	Nominal m³/s ,0	
14	Boquilla de descarga EN1092-2	DNd 65	PN10/16		Máx m³/s ,0	
15	Maxima presión en la carcasa kPa	1600			Min- m³/s	
16	Max. Presión de trabajo kPa	269,1		Cabezal de la bomba	Nominal m 25,7	
17	Tipo de impulsor	Radial impeller			Máx m 10,8	
18	Altura H(Q=0) m	27			a Qmin m 28	
19	Potencia del eje motor máxima kW	7,1		Potencia del eje	kW 6,1	
20	Peso de la bomba	kg	54	Rendimiento	% 77,2	
21	Peso total	kg	108,2	NPSH 3%	m 1,8	

Figura II.4 Ficha técnica de la bomba (fuente:Xylem)

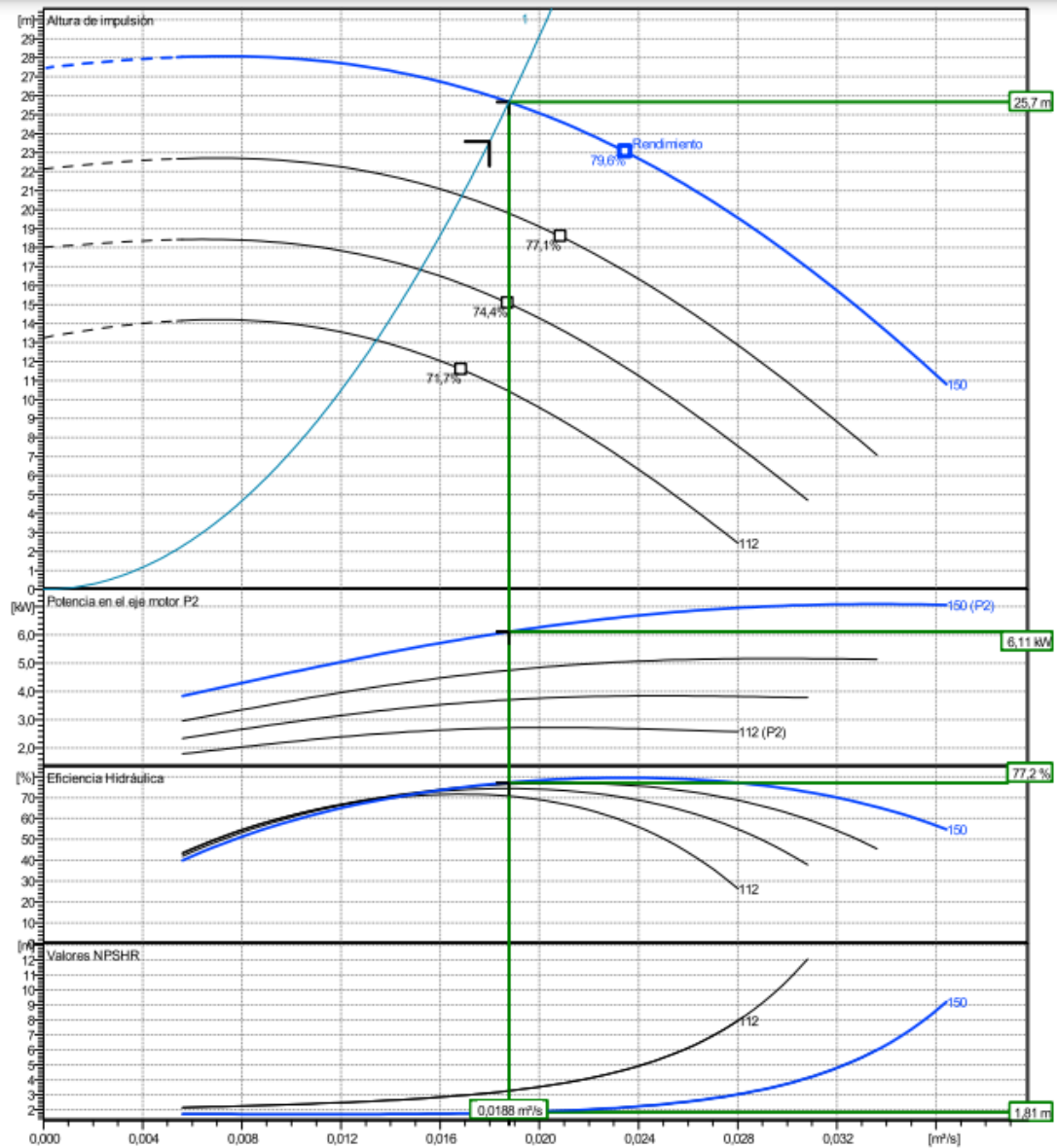


Figura II.5 Curvas de funcionamiento y de rendimiento de la bomba (fuente: Xylem)

La modelación en Epanet arroja los siguientes resultados:

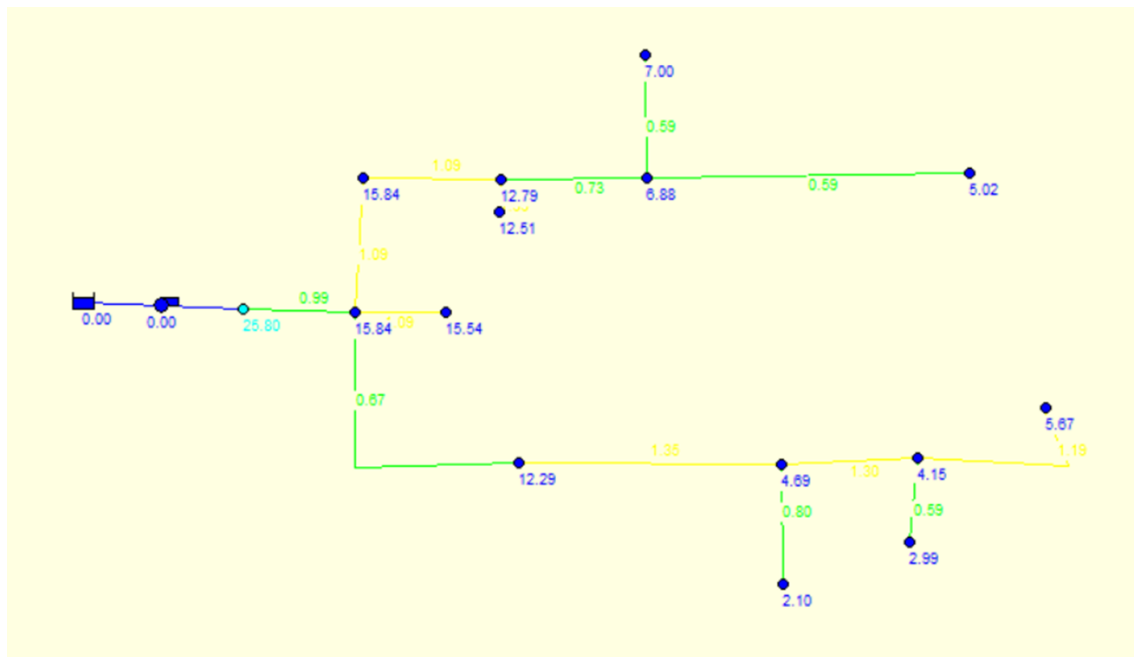


Figura II.6 Red trazada en Epanet (fuente: elaboración propia)

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 2	94	0	0.00	120.00	26.00
Conexión 3	101.9	0	0.00	118.03	16.13
Conexión 4	101.9	3	3.00	117.72	15.82
Conexión 5	100.4	0	0.00	116.52	16.12
Conexión 6	102.56	0	0.00	115.63	13.07
Conexión 7	101.66	1	1.00	114.46	12.80
Conexión 8	107.54	0	0.00	114.70	7.16
Conexión 9	106.9	1	1.00	114.18	7.28
Conexión 10	108.3	1	1.00	113.60	5.30
Conexión 11	105.1	1	1.00	117.69	12.59
Conexión 12	110.6	0	0.00	115.73	5.13
Conexión 13	111.4	0	0.00	115.73	4.33
Conexión 14	110.6	0	0.00	115.19	4.59
Conexión 15	111.5	1	1.00	114.93	3.43
Conexión 16	108.3	10	10.00	114.41	6.11
Embalse 17	94	No Disponible	-18.00	94.00	0.00

Figura II.7 Resultados en los nodos (fuente: elaboración propia)

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km	Factor de Fricción	Estado
Tubería 2	290	153.6	140	18.00	0.97	6.81	0.022	Abierto
Tubería 3	12	59.2	140	3.00	1.09	25.08	0.025	Abierto
Tubería 4	60.02	59.2	140	3.00	1.09	25.07	0.025	Abierto
Tubería 5	37.13	59.2	140	3.00	1.09	23.94	0.023	Abierto
Tubería 6	4	25.3	140	1.00	1.99	294.02	0.037	Abierto
Tubería 7	85.6	59.2	140	2.00	0.73	10.90	0.024	Abierto
Tubería 8	50	46.6	140	1.00	0.59	10.30	0.027	Abierto
Tubería 9	111	46.6	140	1.00	0.59	9.89	0.026	Abierto
Tubería 10	94.9	153.6	140	12.00	0.65	3.48	0.025	Abierto
Tubería 11	116.85	103.6	140	11.00	1.30	16.82	0.020	Abierto
Tubería 12	50	25.3	140	0.00	0.00	0.00	0.000	Abierto
Tubería 13	30	103.6	140	11.00	1.30	17.90	0.021	Abierto
Tubería 14	24.02	46.6	140	1.00	0.59	11.02	0.029	Abierto
Tubería 15	52.9	103.6	140	10.00	1.19	14.80	0.021	Abierto
Bomba 1	No Disponible	No Disponible	No Disponible	18.00	0.00	-26.00	0.000	Abierto

Figura II.8 Resultados en las tuberías (fuente: elaboración propia)

Se puede observar como los resultados se condicen con los calculados manualmente por medio de las ecuaciones de Hazen-Williams.

Anexo III. Cálculo hidráulico de la cañería de recirculación

La cañería presenta la siguiente distribución:

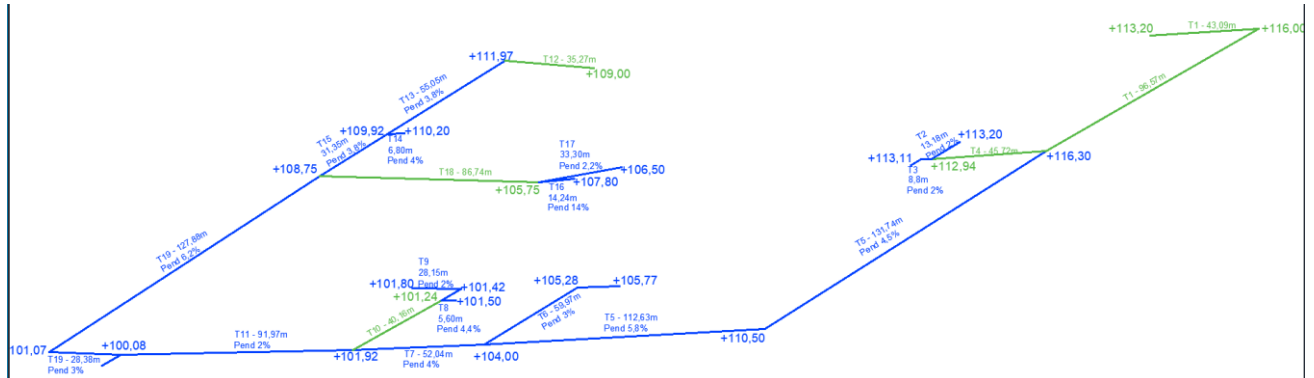


Figura III.1 Esquema isométrico de la cañería de recirculación (fuente: elaboración propia)

Anexo III-1. Dimensionado conductos a gravedad

Como se indica en el apartado 6.3, desde la salida en las piscinas hasta la llegada a los filtros, el agua escurre por gravedad, exceptuando algunos pequeños tramos en los cuales esta es bombeada debido a que si se propusiera que escurra por gravedad, el cálculo daría tapadas antieconómicas.

Este procedimiento se realizó utilizando las ecuaciones de Manning para escurrimiento a gravedad. Estas son:

$$C_1 = \frac{Q \cdot n}{d^{5/3} \cdot \sqrt{i}}$$

Donde:

Q: caudal, en l/s

n: coeficiente de rugosidad de Manning, en mm. Vale 0,009 para PVC

d: diámetro interno de la tubería, en mm

i: pendiente de la tubería, en m/m

Las relaciones h/d y Ω/d^2 , se obtienen con el valor C_1 , ingresando a la tabla III-1 que se adjuntará al final de este apartado.

El ángulo θ se calcula a partir de la ecuación

$$2 * \arccos(1 - 2 * h/D)$$

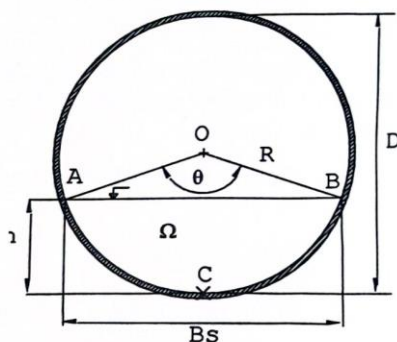


Figura III.1.1 Representación esquemática de la sección mojada (fuente: Andreussi, 2015)

El área mojada, por otra parte, es igual a $\frac{\Omega}{D^2} * \left(\frac{D}{1000}\right)^2$

Y el Rh será: $Rh = \frac{D}{4000} * \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)$

Finalmente: $V = Q/A$

Efectuados estos cálculos, se obtienen los siguientes diámetros:

Tabla III.1.1 Características de los tramos a gravedad (fuente: elaboración propia)

Rugosidad de Manning		0,009										Dimensionamiento									
Tramo	Long.	Caudales			Pend	Intrados		Nivel Terreno		Tapada		Diámetro	Di	C1	h/d	Ω/d2	Tita	Area Moja da	Radio Hidrá ulico	Velocid ad	
		Aguas Arriba	Aporte Tramo	Total Tramo	Adop.	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo										
	(m)	l/s	l/s	l/s	(m/m)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(mm)	(mm)				rad	(m2)	(m)	(m/s)	
Tr001	139,7	0	42,39	42,389	-	113,2	116,3	114	117,3	0,8	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Tr002	13,18	0	37,31	37,306	0,02	113,2	112,94	114,1	114,5	0,9	1,56	300	240	0,107	0,4	0,29	2,74	0,03	0,064	1,413	
Tr003	8,8	0	9,647	9,647	0,018	113,1	112,94	114,4	114,5	1,3	1,56	160	154	0,095	0,37	0,26	2,62	0,01	0,032	1,426	
Tr004	45,72	0	46,95	46,953	-	112,94	116,3	114,4	117,3	1,46	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Tr005	244,4	89,342	0	89,342	0,05	116,3	104	117,3	104,4	1	0,4	450	432	0,034	0,22	0,13	1,95	0,03	0,059	3,444	
Tr006	59,97	0	43,16	43,156	0,03	105,77	104	107	104,4	1,23	0,4	450	432	0,021	0,17	0,09	1,7	0,02	0,047	2,408	
Tr007	52,04	132,5	0	132,498	0,04	104	101,92	104,4	102,8	0,4	0,88	200	192	0,486	1	0,79	6,28	0,03	0,05	4,218	
Tr008	5,6	0	28,84	28,84	0,046	101,5	101,24	102,6	102,5	1,1	1,26	160	154	0,178	0,54	0,43	3,3	0,01	0,042	2,604	
Tr009	28,15	0	44,53	44,526	0,02	101,8	101,24	102,8	102,5	1	1,26	160	154	0,42	1	0,79	6,28	0,02	0,04	2,215	
Tr010	40,16	73,366	0	73,366	-	101,24	101,92	102,5	102,8	1,26	0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Tr011	91,97	205,86	0	205,864	0,02	101,92	100,08	102,8	101,4	0,88	1,32	630	480	0,093	0,37	0,26	2,62	0,11	0,127	1,963	
Tr012	35,27	0	14,61	14,605	-	109	111,97	110	112,8	1	0,83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Tr013	55,05	0	14,61	14,605	0,037	111,97	109,92	112,8	111,3	0,83	1,38	160	154	0,101	0,4	0,29	2,74	0,01	0,034	1,944	
Tr014	6,8	0	45,13	45,133	0,041	110,2	109,92	111	111,3	0,8	1,38	160	154	0,296	0,77	0,65	4,28	0,02	0,048	2,717	
Tr015	31,35	59,738	0	59,738	0,037	109,92	108,75	111,3	109,8	1,38	1,05	160	154	0,411	1	0,79	6,28	0,02	0,04	2,971	
Tr016	14,24	0	50,85	50,85	0,144	107,8	105,75	108,9	108,2	1,1	2,45	250	240	0,054	0,28	0,18	2,23	0,01	0,04	4,52	
Tr017	33,3	0	127,5	127,511	0,023	106,5	105,75	108,4	108,2	1,9	2,45	250	240	0,343	1	0,79	6,28	0,05	0,063	2,598	
Tr018	86,74	178,36	0	178,361	-	105,75	108,75	108,2	109,8	2,45	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Tr019	156,3	238,1	0	238,1	0,055	108,75	100,08	109,8	101,4	1,05	1,32	630	628	0,031	0,21	0,12	1,9	0,05	0,079	5,003	
Tr020	6,3	443,96	0	443,963	0,006	100,08	100,04	101,4	101,3	1,32	1,26	630	628	0,173	0,53	0,42	3,26	0,17	0,163	2,646	

Tabla III.1.2 Relaciones h/d y $\Omega/d2$ (fuente: elaboración propia)

C1	h/d	$\Omega/d2$
0,000047	0,01	0,0013
0,00021	0,02	0,0037
0,0005	0,03	0,0069
0,00093	0,04	0,0105
0,00149	0,05	0,0147
0,00221	0,06	0,0192
0,00306	0,07	0,0242
0,00406	0,08	0,0294
0,0052	0,09	0,035
0,00651	0,1	0,0409
0,0795	0,11	0,047
0,00954	0,12	0,0534
0,01127	0,13	0,06
0,01314	0,14	0,0668
0,0151	0,15	0,0739

0,0173	0,16	0,0811
0,0196	0,17	0,0885
0,022	0,18	0,0961
0,0246	0,19	0,1039
0,0273	0,2	0,1118
0,0302	0,21	0,1199
0,0331	0,22	0,1281
0,0361	0,23	0,1365
0,0394	0,24	0,1449
0,0427	0,25	0,1535
0,0462	0,26	0,1623
0,0497	0,27	0,1711
0,0534	0,28	0,18
0,0571	0,29	0,189
0,061	0,3	0,1982
0,065	0,31	0,2074
0,0691	0,32	0,2167
0,0733	0,33	0,226
0,0776	0,34	0,2355
0,082	0,35	0,245
0,0864	0,36	0,2546
0,0909	0,37	0,2642
0,0956	0,38	0,2739
0,1003	0,39	0,2836
0,01051	0,4	0,2934
0,1099	0,41	0,3032
0,1147	0,42	0,313
0,1197	0,43	0,3229
0,1248	0,44	0,3328
0,1298	0,45	0,3428
0,1353	0,46	0,3527
0,14	0,47	0,3627
0,1454	0,48	0,3727
0,151	0,49	0,3827
0,156	0,5	0,3927
0,161	0,51	0,4027
0,166	0,52	0,4127
0,172	0,53	0,4227
0,177	0,54	0,4327
0,182	0,55	0,4426

0,188	0,56	0,4526
0,193	0,57	0,4625
0,199	0,58	0,4724
0,204	0,59	0,4822
0,209	0,6	0,492
0,215	0,61	0,5018
0,22	0,62	0,5115
0,225	0,63	0,5212
0,231	0,64	0,5308
0,236	0,65	0,5404
0,241	0,66	0,5499
0,246	0,67	0,5594
0,251	0,68	0,5687
0,256	0,69	0,578
0,261	0,7	0,5872
0,266	0,71	0,5964
0,271	0,72	0,6054
0,275	0,73	0,6143
0,28	0,74	0,6231
0,284	0,75	0,6319
0,289	0,76	0,6405
0,293	0,77	0,6489
0,297	0,78	0,6573
0,301	0,79	0,6655
0,305	0,8	0,6736
0,308	0,81	0,6815
0,312	0,82	0,6893
0,315	0,83	0,6969
0,318	0,84	0,7043
0,321	0,85	0,7115
0,324	0,86	0,7186
0,325	0,87	0,7254
0,328	0,88	0,737
0,33	0,89	0,7384
0,3325	0,9	0,744
0,3338	0,91	0,7504
0,3345	0,92	0,7565
0,3351	0,93	0,7612
0,3352	0,94	0,7662
0,3351	0,95	0,7707

0,3338	0,96	0,7749
0,3325	0,97	0,7785
0,329	0,98	0,7817
0,325	0,99	0,7844
0,312	1	0,7854

Anexo III-2. Dimensionado conductos a presión

Tanto los tramos con sentido hacia los filtros, como los tramos que devuelven el agua a las piscinas se han calculado siguiendo el mismo procedimiento que el presentado en el Anexo II.

Se obtienen los siguientes resultados:

Tabla III-2.1 Pérdidas en los conductos a presión (fuente: elaboración propia)

Cañería	Q [m³/s]	D Bresse [m]	D adoptado [m]	Sección [m²]	Longitud [m]	V [m/s]	J cont [m]	J loc [m]	J TOTAL [m]	Δh estático [m]	Δh TOTAL [m]
T1	0,04238888889	0,226474183	0,2402	0,0452913914	139,660	0,9359149185	0,4776508064	0,1334888296	0,611139636	3,100	3,711
T4	0,04695277778	0,2383544862	0,2402	0,0452913914	45,720	1,036682167	0,1889303923	0,1309152241	0,3198456164	3,360	4,291
T10	0,07336588889	0,2979475215	0,3026	0,0718799066	40,160	1,020673125	0,1230662671	0,1269031076	0,2499693747	0,680	1,541
T12	0,01460511111	0,1329367686	0,1536	0,0185204736	35,270	0,7885927448	0,1482610194	0,0757538051	0,2240148245	2,970	4,055
T18	0,1783611111	0,4645610234	0,4804	0,1811655656	86,740	0,9845199363	0,1447874331	0,1180722741	0,2628597072	3,000	4,348

En estos tramos de la cañería que se dirige hacia los filtros se deberán colocar bombas para salvar las alturas indicadas en la tabla.

Los tramos han sido predimensionados siguiendo la ecuación de Bresse, a partir de una velocidad adoptada de 1 m/s.

Tabla III-2.2. Dimensionado de los conductos a presión (fuente: elaboración propia)

Cañería	Caudal [m³/seg]	Longitud [m]	D Bresse [m]	Dcomercial [m]	Velocidad [m/s]	Cañería de recirculación
T1	0,444	140,000	0,733	0,630	1,425	
T2	0,029	12,000	0,187	0,154	1,557	
T3	0,312	94,900	0,615	0,630	1,002	
T4	0,268	116,850	0,569	0,630	0,859	
T5	0,047	50,000	0,238	0,240	1,037	
T6	0,221	30,000	0,517	0,432	1,504	
T7	0,042	24,020	0,226	0,154	2,289	
T8	0,178	52,900	0,465	0,384	1,539	
T9	0,103	97,150	0,353	0,341	1,127	
T10	0,043	4,000	0,229	0,240	0,953	
T11	0,060	85,600	0,269	0,240	1,319	
T12	0,045	50,000	0,234	0,192	1,560	
T13	0,015	111,000	0,133	0,104	1,733	

Las pérdidas totales dan los siguientes valores:

Tabla III-2.3 Pérdidas en los conductos a presión de la cañería de impulsión (fuente: elaboración propia)

Cañería	Q [m ³ /s]	Seccion [m ²]	Longitud [m]	V(m/s)	J cont [m]	J loc [m]	J TOTAL [m]	Δh estático [m]	Δh TOTAL [m]
T1	0,444	0,312	140,000	1,425	0,337	0,247	0,585	7,900	8,485
T2	0,029	0,019	12,000	1,557	0,178	0,052	0,230	7,900	8,714
T3	0,312	0,312	94,900	1,002	0,119	0,138	0,257	11,100	11,941
T4	0,268	0,312	116,850	0,859	0,110	0,007	0,118	16,600	17,559
T5	0,047	0,045	50,000	1,037	0,207	0,104	0,311	17,400	18,670
T6	0,221	0,147	30,000	1,504	0,124	0,048	0,172	16,600	17,731
T7	0,042	0,019	24,020	2,289	0,725	0,595	1,320	17,500	19,952
T8	0,178	0,116	52,900	1,539	0,262	0,072	0,335	14,300	15,766
T9	0,103	0,091	97,150	1,127	0,311	0,174	0,485	8,560	9,630
T10	0,043	0,045	4,000	0,953	0,014	0,097	0,111	7,660	8,841
T11	0,060	0,045	85,600	1,319	0,552	0,017	0,569	13,540	15,179
T12	0,045	0,029	50,000	1,560	0,572	0,236	0,807	12,900	15,346
T13	0,015	0,008	111,000	1,733	3,176	0,248	3,424	14,300	19,363

Así, para un caudal nominal de 0,444 m³/s y una altura de impulsión de 19,95m, con la ayuda del programa Xylect, se adopta la siguiente bomba.

Datos de funcionamiento									
1	Tipo de bomba	Una bomba sola				Fluido	Agua, limpia		
2	N° de bombas	1				Temperatura de funcionamiento t A	°C	15	
3	Caudal nominal	l/s	444			Max / Min Operating Temperature mech. Seal	°C	120 / -25	
4	Altura nominal	m	17,5			Valor de pH en t A	7		
5	Cabezal estático	m	0			Densidad a t A	kg/m³	999	
6	V	kPa	0			Viscosidad cinemática a t A	mm²/s	1,14	
7	Temperatura ambiente	°C	20			Presión de vapor en t A	kPa	100	
8	NPSH disponible	m	0			Altura	0		
Datos bomba									
9	Lubricación Estándar, lubricación con grasa								
10	Ejecución	Acoplamiento estándar				Ø del impulsor	Máx.	mm	354
11	Diseño	Horizontal					Diseñado	mm	354
12	Velocidad de funcionamiento	rpm	Etapas		1		Min.	mm	285
13	Boquilla de aspiración	DN 350	/	PN16	/	EN1092-2	Nominal	l/s	456,4
14	Boquilla de descarga	DN 300	/	PN16	/	EN1092-2	Capacidad de la bomba	l/s	491,7
15	Maxima presion en la carcasa	kPa					Min-	l/s	110,3
16	Max. Presion de trabajo	kPa	389,4				Nominal	m	18,5
17	Tipo de impulsor	Radial impeller				Cabezal de la bomba	Qmáx	m	15,1
18	Altura H(Q=0)	m	40		a Qmin		m	37,6	
19	Potencia del eje motor máxima	kW	109,2			Potencia del eje	kW 105,5		
20	Peso de la bomba	kg	544			Rendimiento	% 77,8		
21	Peso total	kg	1.720,7			NPSH 3%	m 7,9		

Figura III-2.1 Ficha técnica de la bomba (fuente: Xylem)

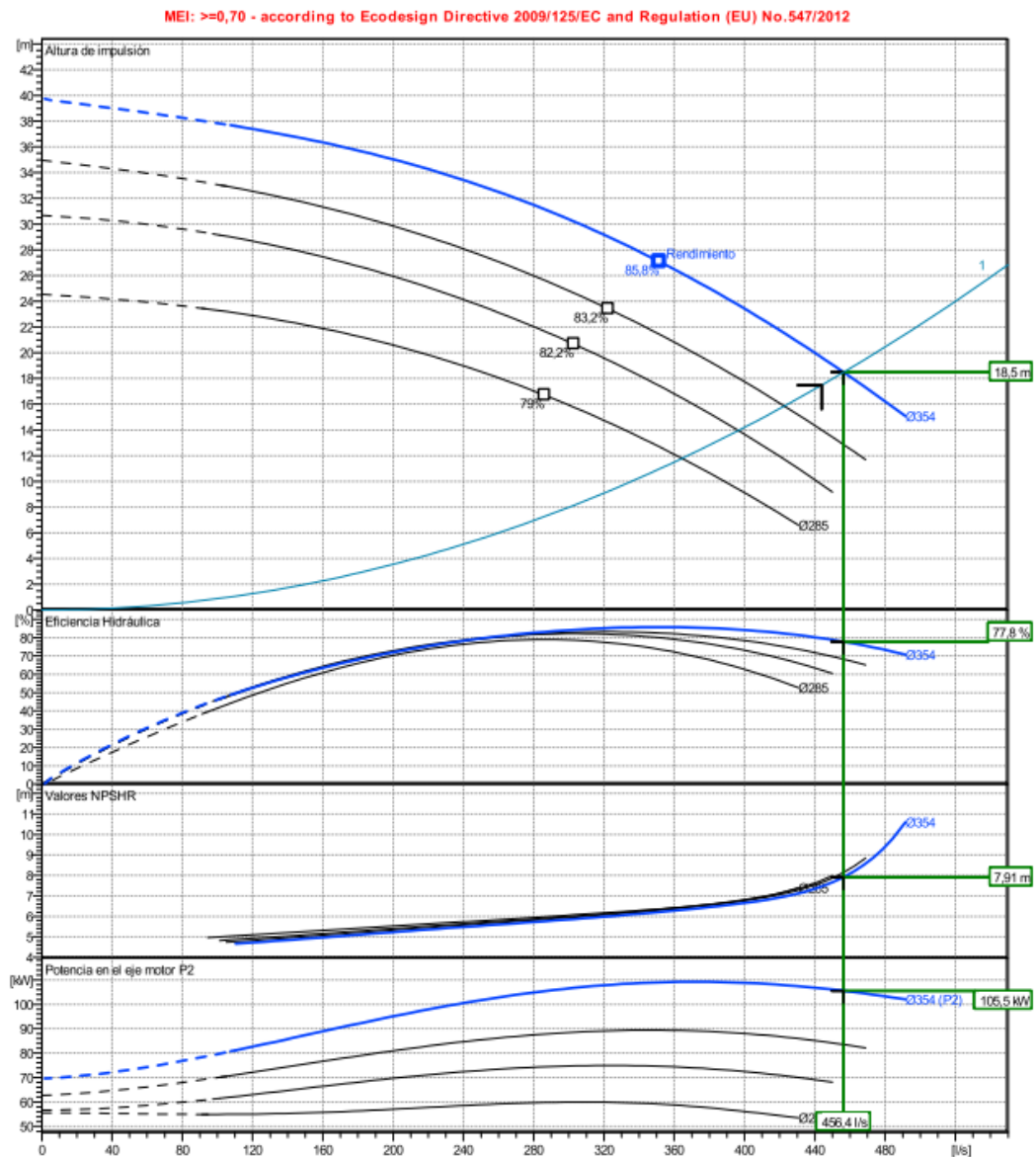


Figura III-2.1 Curvas de funcionamiento y de rendimiento de la bomba (fuente: Xylem)

Se realizó la verificación del sistema por medio de Epanet, obteniendo los siguientes valores:

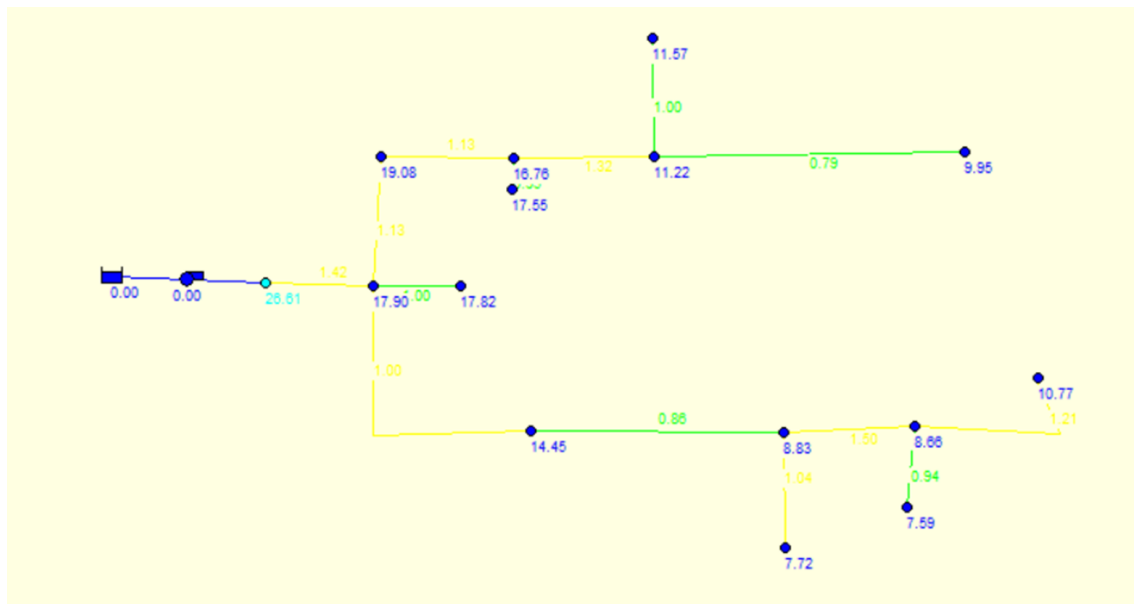


Figura III-2.3 Red trazada en Epanet (fuente: elaboración propia)

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 2	94	0	0.00	120.61	26.61
Conexión 3	101.9	0	0.00	119.80	17.90
Conexión 4	101.9	28.84	28.84	119.57	17.67
Conexión 5	100.4	0	0.00	119.48	19.08
Conexión 6	102.56	0	0.00	119.32	16.76
Conexión 7	101.66	43.15	43.15	119.21	17.55
Conexión 8	107.54	0	0.00	118.76	11.22
Conexión 9	106.9	45.13	45.13	117.96	11.06
Conexión 10	108.3	14.605	14.61	115.38	7.08
Conexión 11	105.1	44.52	44.52	119.55	14.45
Conexión 12	110.6	0	0.00	119.43	8.83
Conexión 13	111.4	46.95	46.95	119.12	7.72
Conexión 14	110.6	0	0.00	119.26	8.66
Conexión 15	111.5	42.38	42.38	118.04	6.54
Conexión 16	108.3	178.361	178.36	118.93	10.63
Embalse 17	101	No Disponible	-443.94	101.00	0.00

Figura III.2.4 Resultados en los nodos (fuente: elaboración propia)

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km	Factor de Fricción	Estado
Tubería 2	140	630	443.94	1.42	5.75	0.035	Abierto
Tubería 3	12	153.6	28.84	1.56	18.92	0.024	Abierto
Tubería 4	60.02	341	102.89	1.13	5.42	0.029	Abierto
Tubería 5	37.13	341	102.89	1.13	4.21	0.022	Abierto
Tubería 6	4	240.2	43.15	0.95	27.62	0.144	Abierto
Tubería 7	85.6	240.2	59.74	1.32	6.57	0.018	Abierto
Tubería 8	50	192	45.13	1.56	15.99	0.025	Abierto
Tubería 9	111	103.6	14.61	1.73	30.43	0.021	Abierto
Tubería 10	94.9	630	312.21	1.00	2.69	0.033	Abierto
Tubería 11	116.85	630	267.69	0.86	1.00	0.017	Abierto
Tubería 12	50	240.2	46.95	1.04	6.16	0.027	Abierto
Tubería 13	30	432.4	220.74	1.50	5.70	0.021	Abierto
Tubería 14	24.02	153.6	42.38	2.29	50.86	0.029	Abierto
Tubería 15	52.9	384.2	178.36	1.54	6.27	0.020	Abierto
Bomba 1	No Disponible	No Disponible	443.94	0.00	-19.61	0.000	Abierto

Figura III.2.5 Resultados en las tuberías (fuente: elaboración propia)

Anexo IV. Cálculo estructural

Anexo IV-1 Verificación de kamikaze mediano

Anexo IV-1.1 Cargas permanentes

Será el peso propio del tobogán, además del peso propio de los tubos estructurales.

El tobogán es de plástico reforzado con fibra de vidrio (PRFV), cuyo peso específico es de 18 kN/m³. (fuente: Straplas SA)

El área de la sección del tobogán es de aproximadamente 0,1162 m², por lo que la carga lineal sería 2,09 kN/m.

El peso del acero para tubos estructurales es de 77,3 kN/m³, según el CIRSOC 302.

Las secciones indicadas en el catálogo son:

- Columnas principales de 4 1/2" x 2mm de espesor
- Soportes horizontales de 3"x 2mm de espesor

Hay cuatro tipos de columnas en la estructura, que varían según su longitud: las primeras son de 6,2m, las segundas de 2,3m, las terceras de 1m y por último las hay de 0,3m. Se verifica sólo la de 2,3m de longitud, ya que se considera que es la que estará en peores condiciones, en lugar de la de 6,3m porque esta estará arriostrada en los descansos de la escalera, por lo que su luz de pandeo será mucho menor, y además, la reacción del tobogán será menor por encontrarse en el extremo; en cambio, la segunda columna es un apoyo intermedio y tendrá mayor carga.

El área de las columnas es de 0,035cm². Se determina entonces la carga de la columna:

$$P_d = 0,0275 \text{ kN/m} \cdot 2,3 \text{ m} = 0,063 \text{ kN} = 63 \text{ N}$$

Son dos columnas por apoyo del tobogán, y estas cargas corresponden a cada una individualmente.

En cuanto a los soportes horizontales, sobre los que se fija el tobogán, tienen un área de 0,024cm².

La carga lineal de peso propio en cada uno, será de: $q_d = 0,0002346m^2 * 77,3 \text{ kN/m}^3 = 0,018 \text{ kN/m} = 18 \text{ N/m}$

Anexo IV-1.2 Sobrecargas de uso

No hay especificaciones en el CIRSOC 101, sin embargo, la norma española UNE-EN 13.814, que aborda el tópico de parques de atracciones, considera una sobrecarga de uso de 2 kN/m², que tiene en cuenta el peso de los usuarios y del agua.

Anexo IV-1.3 Cargas de viento

La presión dinámica se calcula con la siguiente fórmula:

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

Se procede entonces a determinar todos los parámetros:

Está ubicado en Candelaria, Misiones, cuya velocidad básica del viento según la Figura 1 es 45 m/s.

Primero se debe obtener la presión dinámica q_z .

Exposición C; Categoría II $\rightarrow I = 1$

$K_{zt} = 1$ por tratarse de un terreno plano.

$K_d = 0,85$

Según el Anexo II, para elementos estructurales, se debe calcular q_z en la altura del baricentro de la sección analizada. En este caso, el baricentro se encuentra a 1,15m de altura. Se calcula entonces q_z :

$\alpha = 7; z_g = 274m$

Para alturas menores a 5 m $\rightarrow K_z = 2,01 * (5/z_g)^{2/\alpha} = 0,865$

$$q_z = 0,613 * 0,865 * 1 * 0,85 * 45^2 * 1 = 912,94 \text{ N/m}$$

Para determinar las acciones del viento, se utiliza el Anexo II, destinado a estructuras o elementos estructurales con sección transversal uniforme.

Las fórmulas son:

$$F = G * C_f * K_e * A_f * q_z$$

$$F_x = G * C_{fx} * K_e * A_f * q_z$$

$$F_y = G * C_{fy} * K_e * A_f * q_z$$

No se puede tomar $G = 0,85$ en este caso, ya que se trata de una estructura flexible, por lo que hay que calcular su valor según las indicaciones del CIRSOC 102, capítulo 5.8.2.

El periodo fundamental para prismas o cilindros de sección constante es:

$$T = 1,76 * h^2 * \sqrt{p/(E * I * g)}$$

$E = 200.000 \text{ Mpa}$ (CIRSOC 302, 2005)

$$I = \Pi * (Re^4 - Ri^4)/64 = \Pi * ((11,43\text{cm})^4 - (11,23)^2)/64 = 57,12 \text{ cm}^4$$

$$p = 77,3 \text{ kN/m}^3 * 0,000356 \text{ m}^2 = 0,0275 \text{ kN/m} = 27,52 \text{ N/m}$$

Finalmente: $T = 0,05 \text{ segundos}$

$$n1 = 1/T = 20; \beta = 0,05; Vz = 0,65 * (1,15/10)^{1/6,5} * 45 \text{ m/s} = 20,97 \text{ m/s}$$

$$\eta h = 4,6 * 20 * 1,15/20,97 = 5,04 \rightarrow Rh = 1/5,04 - \frac{1}{2 * 5,04^2} * (1 - e^{-2 * 5,04}) = 0,178$$

$$\eta b = 0 \rightarrow RB = 1$$

$$\eta l = 0 \rightarrow RL = 1$$

$$Lz = 0,1143 * \left(\frac{1,15}{10}\right)^{1/5} = 0,074$$

$$N1 = \frac{20 * 0,074}{20,97} = 0,0705$$

$$Rn = \frac{7,47N1}{(1 + 10,3N1)^{5/3}} = 0,212$$

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} * Rn * Rh * RB * (0,53 + 0,47 * RL)} = 0,868$$

$$g_R = \sqrt{2 * \ln(3600n1)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 * \ln(3600n1)}} = 4,851$$

$$I_z = 0,20 * \left(\frac{10}{1,15}\right)^{1/6} = 0,286$$

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,63 * \left(\frac{1,15}{0,074}\right)^{0,63}}} = 0,469$$

Con estos valores, estamos en condiciones de calcular G_f :

$$G_f = 0,925 * \left(\frac{1 + 1,7 * 0,286 * \sqrt{3,4^2 * 0,469^2 + 4,851^2 * 0,868^2}}{1 + 1,7 * 3,4 * 0,286}\right) = 1,11$$

$Ke = 1$ (Tabla II.6)

$$Vz * b = 20,97 \text{ m/s} * 0,1143 \text{ m} = 2,40 \text{ m}^2/\text{s} \rightarrow Cf = 1,2 \text{ (Tabla II.1)}$$

Estamos en condiciones de calcular las cargas de viento entonces en la columna:

$$F = G * Cf * Ke * Af * qz = 1,11 * 1,2 * 1 * 0,1143 \text{ m} * 2,3 \text{ m} * 912,94 \text{ N/m} = 319,70 \text{ N}$$

Al tratarse de una sección circular, es simétrica con respecto a cualquier eje que pase por su baricentro, por lo tanto:

$$F_x = F_y = F = 319,70 \text{ N}$$

Esta carga se puede distribuir en toda la altura de la columna:

$$F = 319,70 \text{ N} / 2,3 \text{ m} = 139 \text{ N/m}$$

Anexo IV-1.4 Verificación del tobogán

Como se mencionó en las hipótesis, en el capítulo 7.1, el tobogán solamente estará sometido a cargas gravitatorias. Es decir, que solo recibirá cargas permanentes y sobrecargas.

Se trata de una pieza sometida a flexión, con la siguiente carga de diseño:

$$q_d = D + L = 2,09 \text{ kN/m} + 2 \text{ kN/m}^2 * 1,4 \text{ m} = 4,90 \text{ kN/m}$$

No se hace una combinación de carga como las indicadas en el CIRSOC, ya que no se cuenta con una norma de cálculo para este material, entonces se verificará con tensiones de servicio y luego se adoptará un coeficiente de seguridad para verificar la resistencia última.

Las propiedades del material son las siguientes:

Tabla IV-1.4.1 Propiedades del PRFV (fuente: StraPlas SA)

Densidad	1,8 kg/dm ³	Dureza Barcol	35/45
Resistencia Axial	4,9 kg/mm ²	Coef. conductividad térmica	0,15-0,20 Kcal/hm°C
A tracción Circunf.	17,0 kg/mm ²	Coef. perdida de carga CW	150
A compresión Circunf.	6,9 kg/mm ²	Resistencia eléctrica	1011 Ohm/cm
A flexión Circunf.	17,0 kg/mm ²	Rigidez dieléctrica	8-12 kv/mm
Módulo de elasticidad del m.	1,7105 kg/mm ²	Resistencia de impacto	20 Jolue
Presión del test	1,5 veces PS	Coef. dilatación lineal	15-10 -6 m/m°C

Se cargo el siguiente modelo en el programa de cálculo Ftool para obtener las solicitaciones:

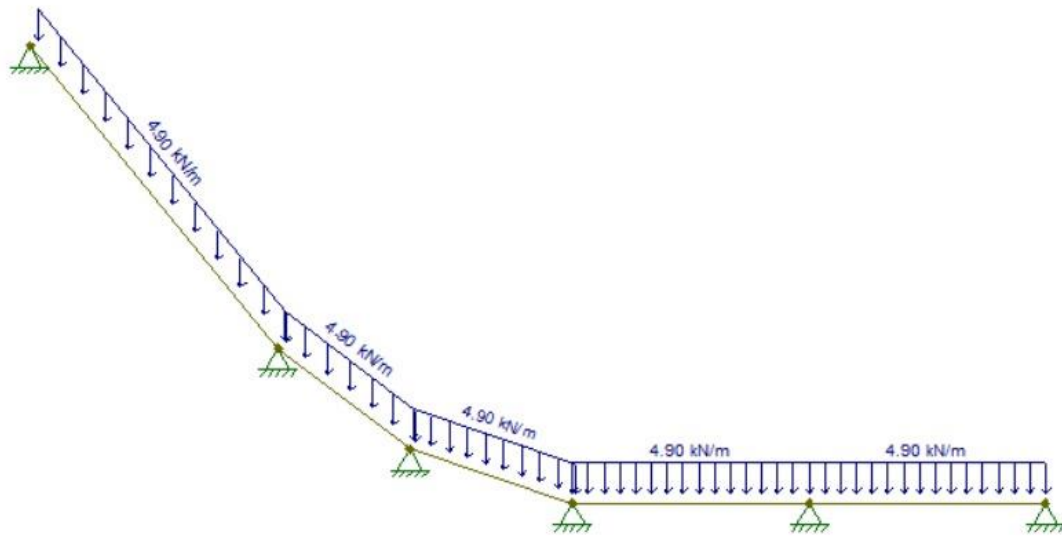


Figura IV-1.4.1 Cargas sobre el tobogán (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

Se obtuvieron los siguientes resultados:

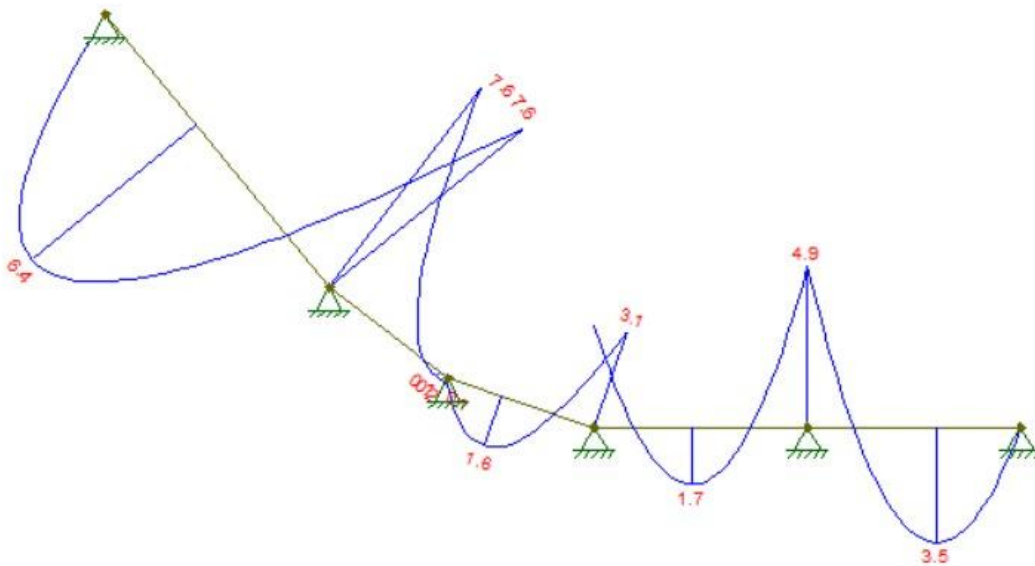


Figura IV-1.4.2 Diagrama de momentos flectores en el tobogán (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

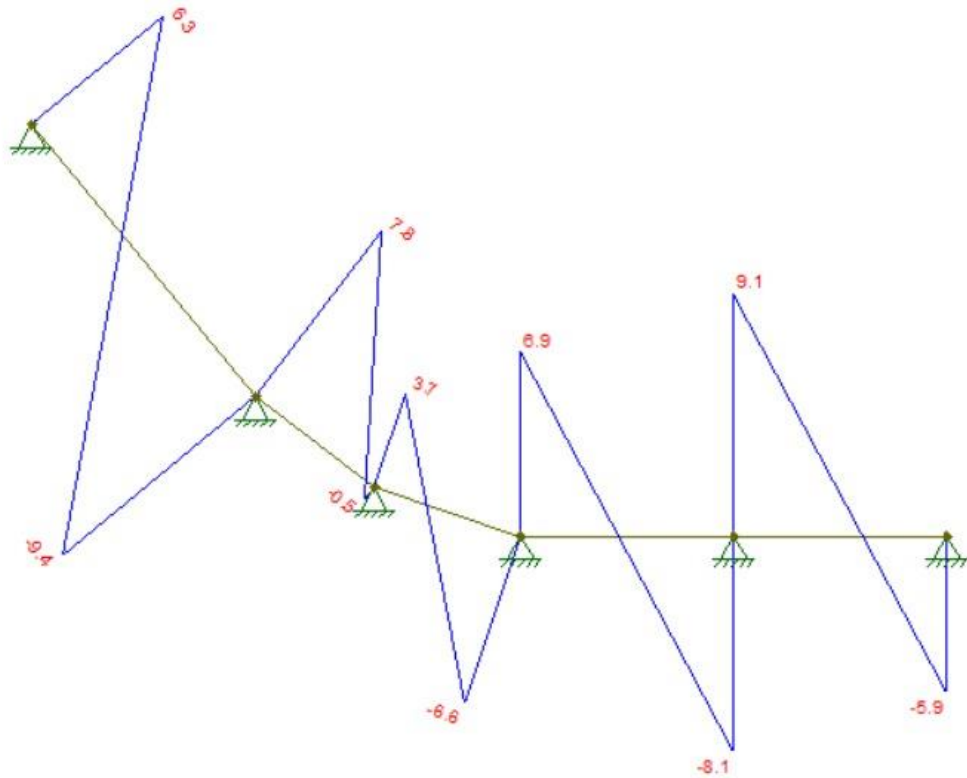


Figura IV-1.4.3 Diagrama de esfuerzos de corte en el tobogán (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

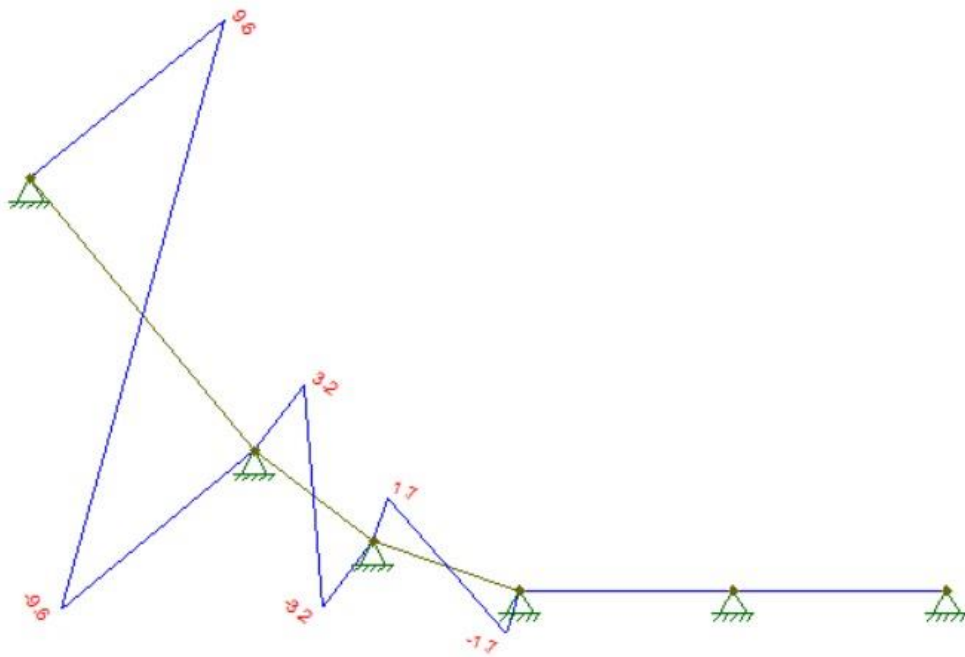


Figura IV-1.4.4 Diagrama de esfuerzos normales en el tobogán (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

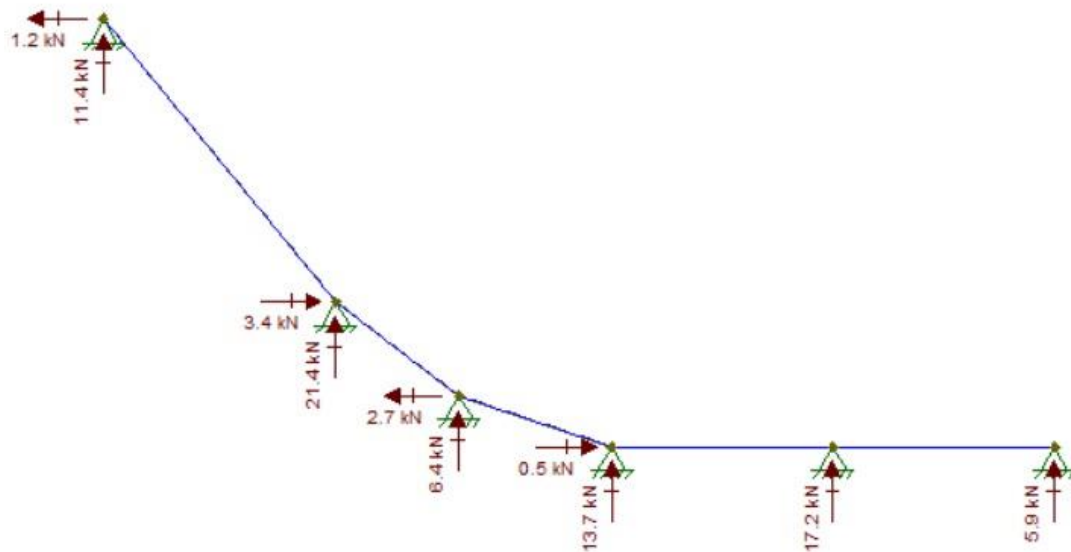


Figura IV-1.4.5 Reacciones en los apoyos del tobogán (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

Las características de la sección son las siguientes:

$t_f = t_w = 7,60 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 107 \text{ cm}$

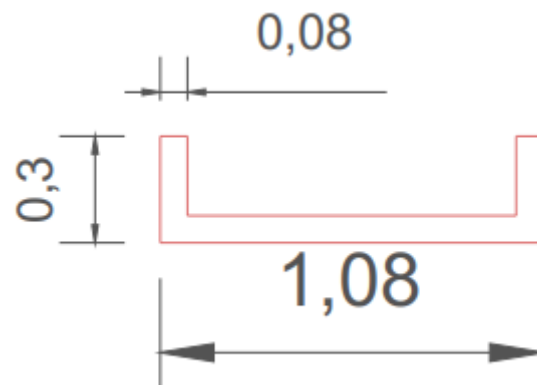


Figura IV-1.4.6 Sección transversal del tobogán (fuente: elaboración propia)

Se determina el eje baricéntrico:

$y_g = 9,34 \text{ cm}$

Se calcula la inercia de la sección aplicando Steiner:

$I_{x1} = (7,60 \text{ cm})^3 * 107 \text{ cm} / 12 = 3.914,20 \text{ cm}^4$; $y_{g1} = 5,54 \text{ cm}$; $A1 = 813,20 \text{ cm}^2$

$I_{x2} = 2 * (22,40 \text{ cm})^3 * 7,60 \text{ cm} / 12 = 14.236,60 \text{ cm}^4$; $y_{g2} = 13,26 \text{ cm}$; $A2 = 340 \text{ cm}^2$

$I_x = I_{x1} + A1 * (y_g - y_{g1})^2 + I_{x2} + A2 * (y_g - y_{g2})^2$

Reemplazando:

$$I_x = 102.890,60 \text{ cm}^4$$

La distancia del baricentro a los ejes extremos son:

$$y_{g\text{sup}} = 30\text{cm} - 9,24\text{cm} = 20,76 \text{ cm} \rightarrow S_{x\text{sup}} = I_x/y_{g\text{sup}} = 4.956,19 \text{ cm}^3$$

$$y_{g\text{inf}} = 9,24\text{cm} \rightarrow S_{x\text{inf}} = I_x/y_{g\text{inf}} = 11.135,35 \text{ cm}^3$$

Se verifica la sección a flexión:

Usando los datos de la tabla x, se verifica la sección a flexión:

$$F_{adm} = 48 \text{ MPa}$$

$$\text{La máxima tensión en la fibra extrema inferior es: } \sigma_{\text{maxs}} = M_{\text{max}}/S_{x\text{inf}} = 1.000*7,60\text{kNm}/11.135,35 \text{ cm}^3 = 0,68 \text{ MPa}$$

El coeficiente de seguridad al que está trabajando la sección para esta tensión es:

$$v = F_{adm}/\sigma_{\text{maxs}} = 70,58$$

Se considera que la fibra extrema inferior cumple con las condiciones de servicio y de rotura.

$$\text{La máxima tensión en la fibra extrema superior es: } \sigma_{\text{maxs}} = M_{\text{max}}/S_{x\text{sup}} = 1.000*7,60\text{kNm}/4.956,19\text{cm}^3 = 1,53 \text{ MPa}$$

El coeficiente de seguridad al que está trabajando la sección para esta tensión es:

$$v = F_{adm}/\sigma_{\text{maxs}} = 31,30$$

Se considera que la fibra extrema superior cumple con las condiciones de servicio y de rotura.

Anexo IV-1.5 Verificación de tubos estructurales

Se calculan las reacciones de D y L, por separado, para después conseguir la combinación de cargas más desfavorable. A dicha combinación se le agregan las cargas producidas por el viento, determinadas en el Anexo IV-1.3.

Las reacciones para el estado de carga D son:

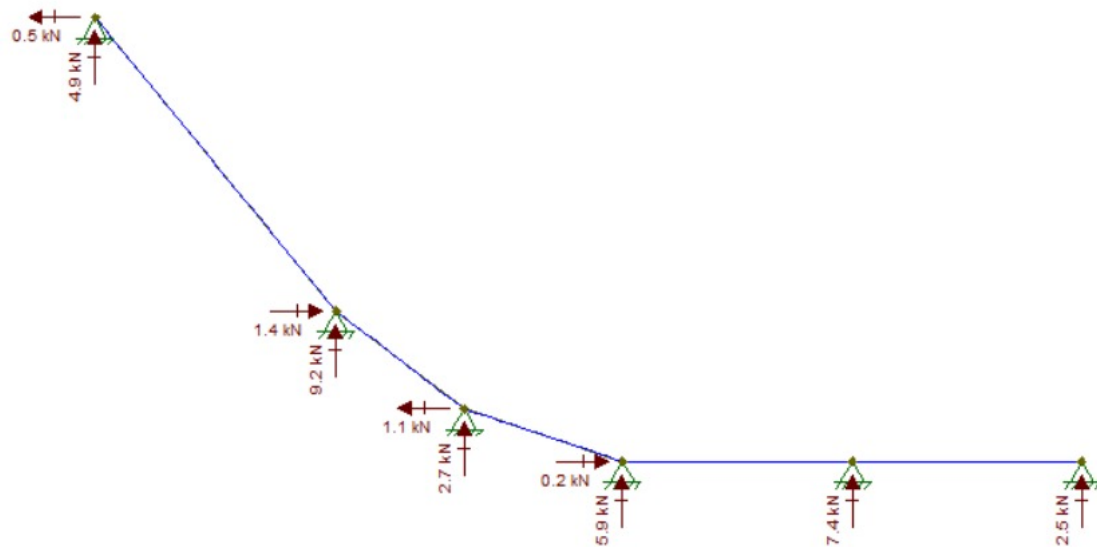


Figura IV-1.5.1 Reacciones en el tobogán en el estado D (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

Por otro lado, las reacciones para el estado de carga L son:

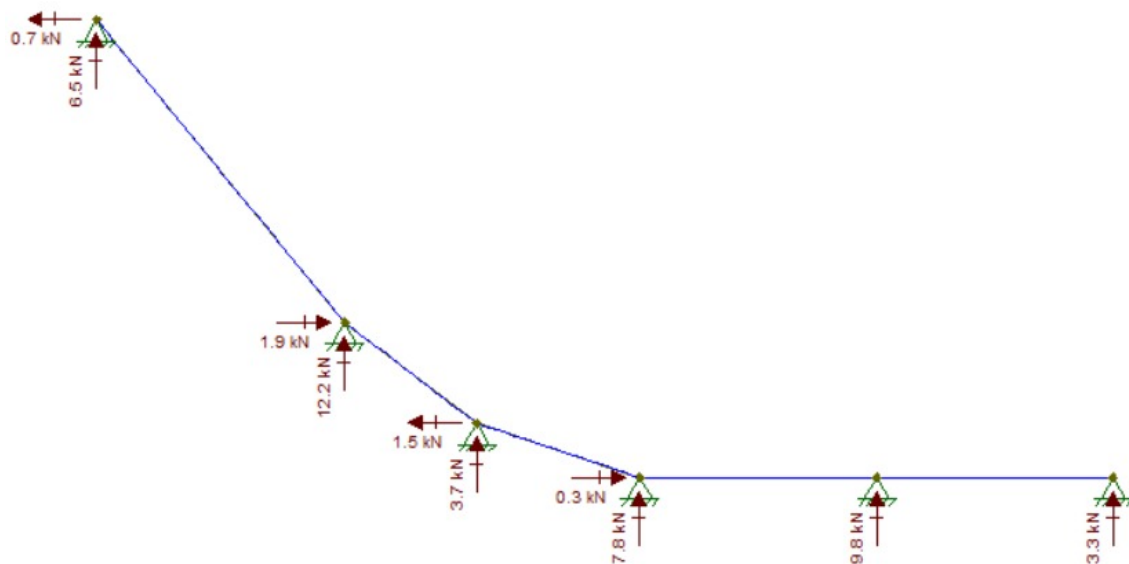


Figura IV-1.5.2 Reacciones en el tobogán en el estado L (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

El esquema estructural es el siguiente:

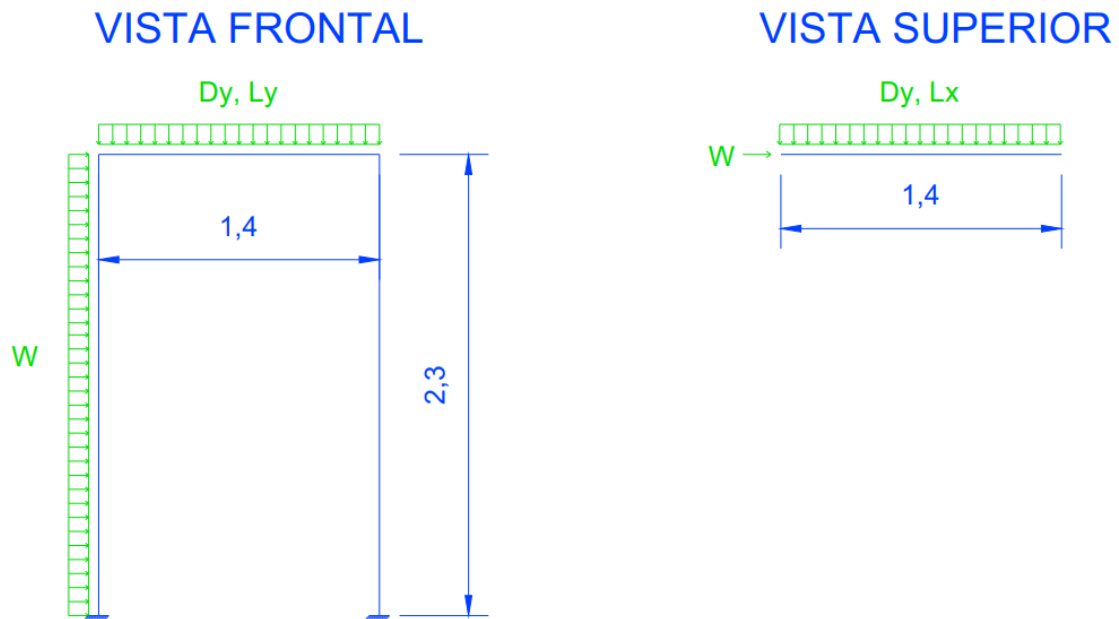


Figura IV-1.5.3 Vistas del pórtico que soporta el tobogán (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

Se considera que el sistema funciona como un pórtico.

También se observa que hay reacciones longitudinales en una dirección en la que el pórtico no presenta rigidez, por lo que se debe proponer un sistema de rigidización longitudinal, de manera de transmitir esos esfuerzos a las fundaciones.

Se calculan entonces, las solicitaciones del sistema funcionando como pórtico, para los distintos estados de carga:

1. Estado D:

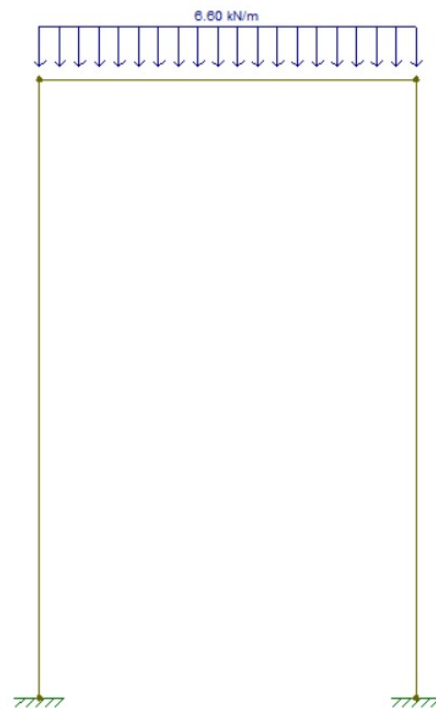


Figura IV-1.5.4 Cargas sobre el pórtico en el Estado D (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

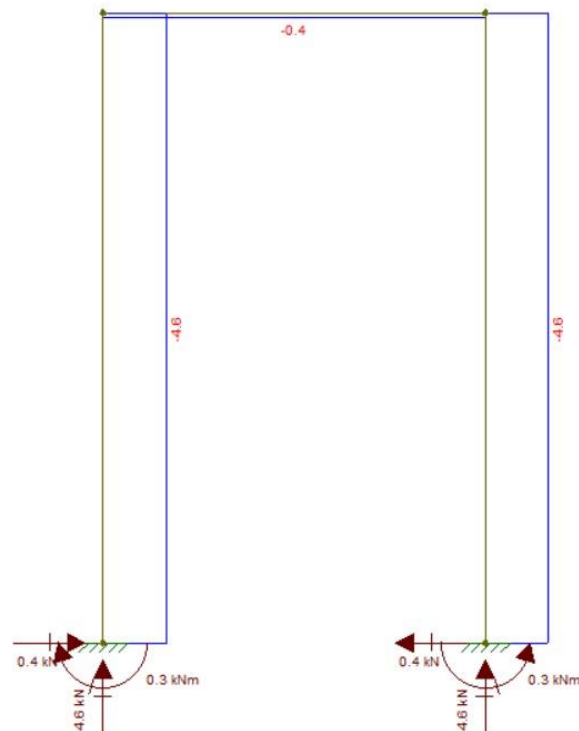


Figura IV-1.5.5 Diagrama de esfuerzos normales sobre el pórtico en el Estado D (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

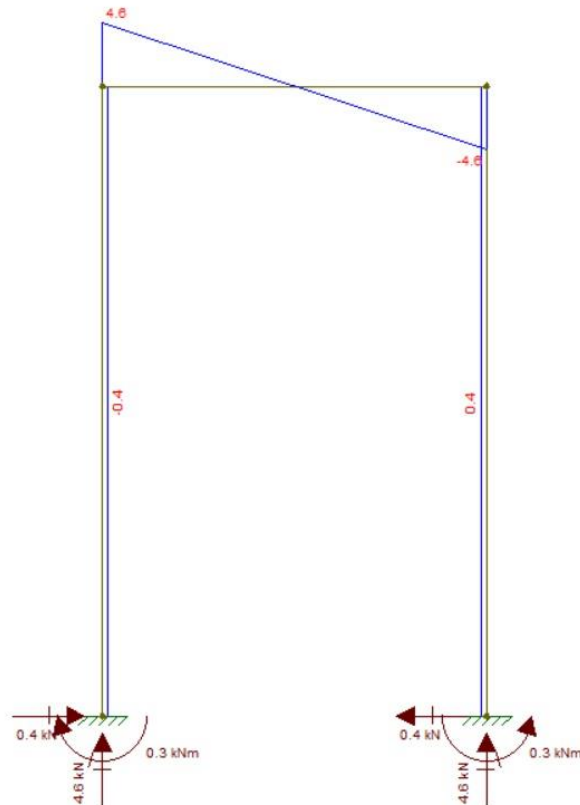


Figura IV-1.5.6 Diagrama de esfuerzos de corte sobre el pórtico en el Estado D (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

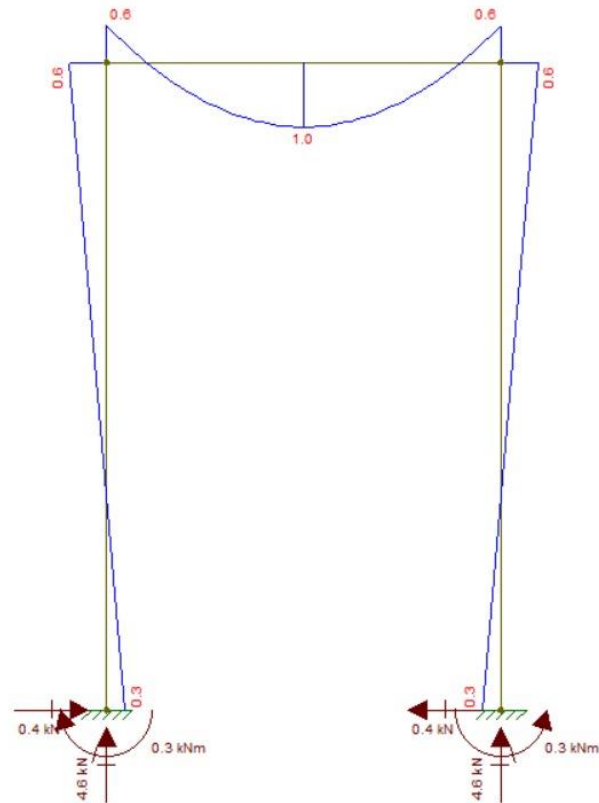


Figura IV-1.5.7 Diagrama de momentos flectores sobre el pórtico en el Estado D (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

2. Estado L:

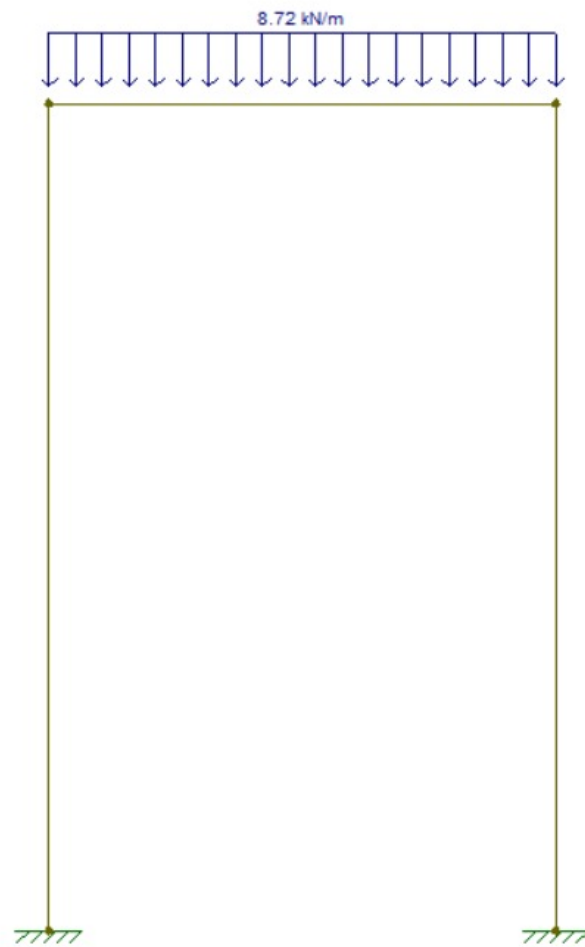


Figura IV-1.5.8 Cargas sobre el pórtico en el Estado L (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

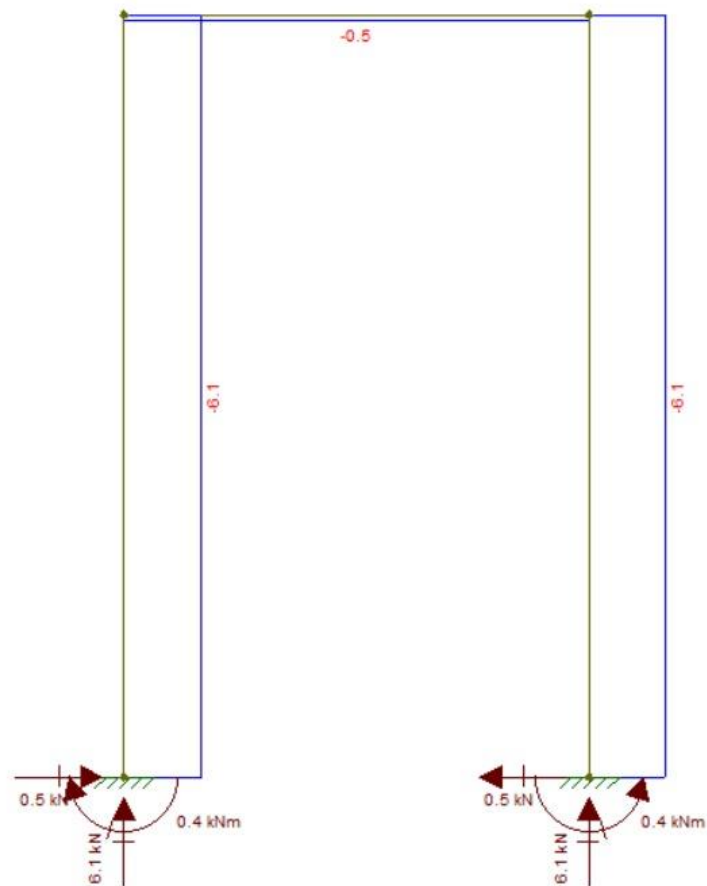


Figura IV-1.5.9 Diagrama de esfuerzos normales sobre el pórtico en el Estado L (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

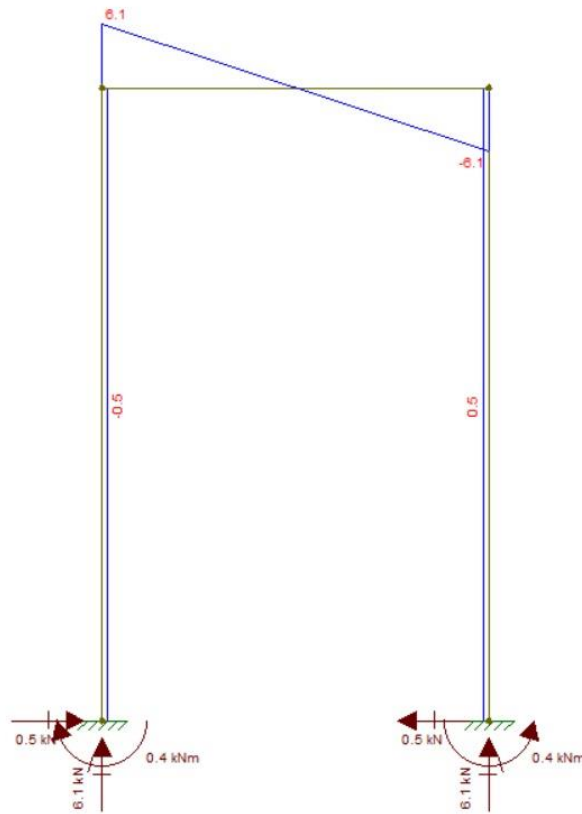


Figura IV-1.5.10 Diagrama de esfuerzos de corte sobre el pórtico en el Estado L (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

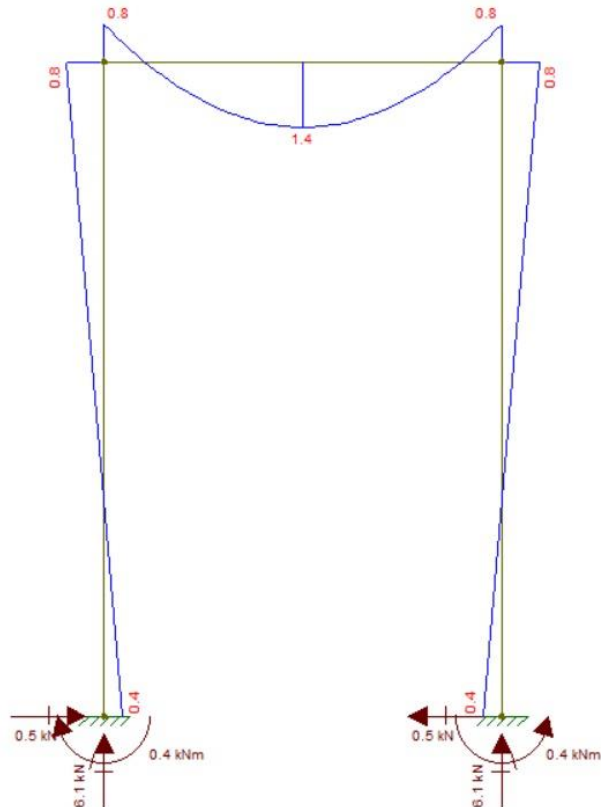


Figura IV-1.5.11 Diagrama de esfuerzos de corte sobre el pórtico en el Estado D (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

3. Estado W:

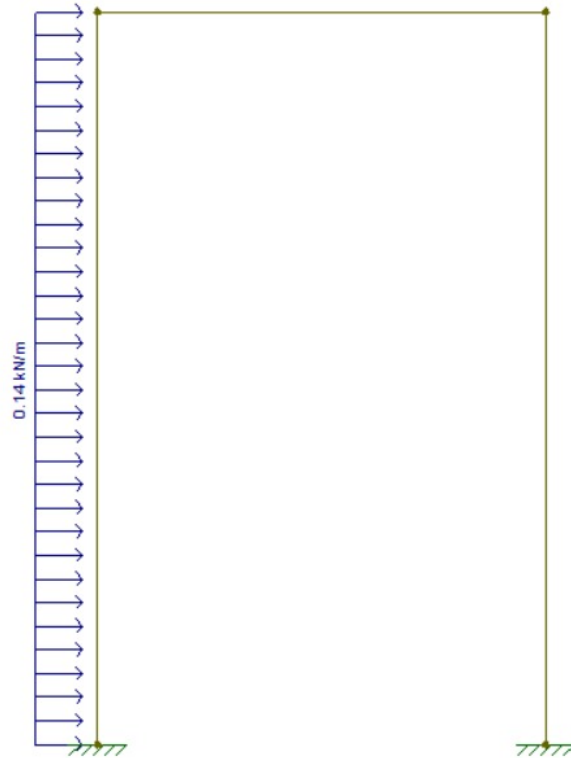


Figura IV-1.5.12 Cargas sobre el pórtico en el Estado W (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

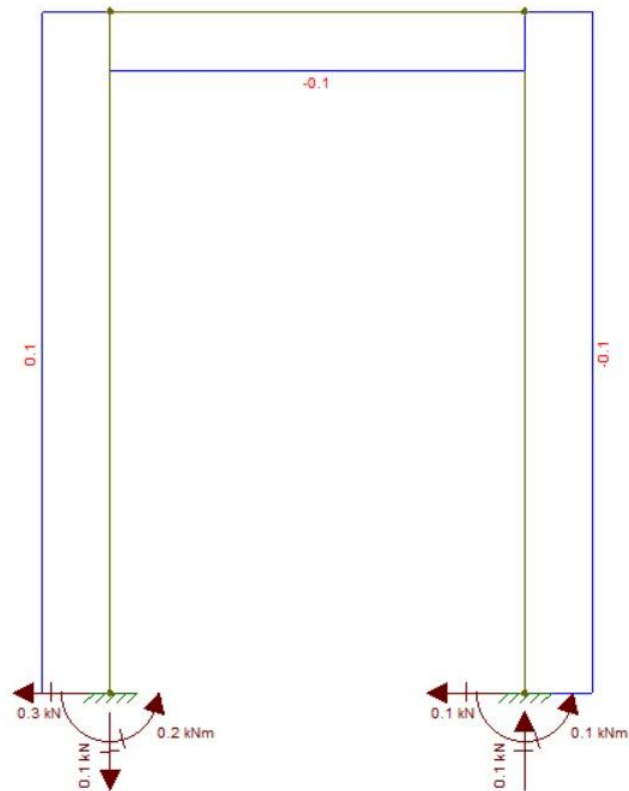


Figura IV-1.5.13 Diagrama de esfuerzos normales sobre el pórtico en el Estado W (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

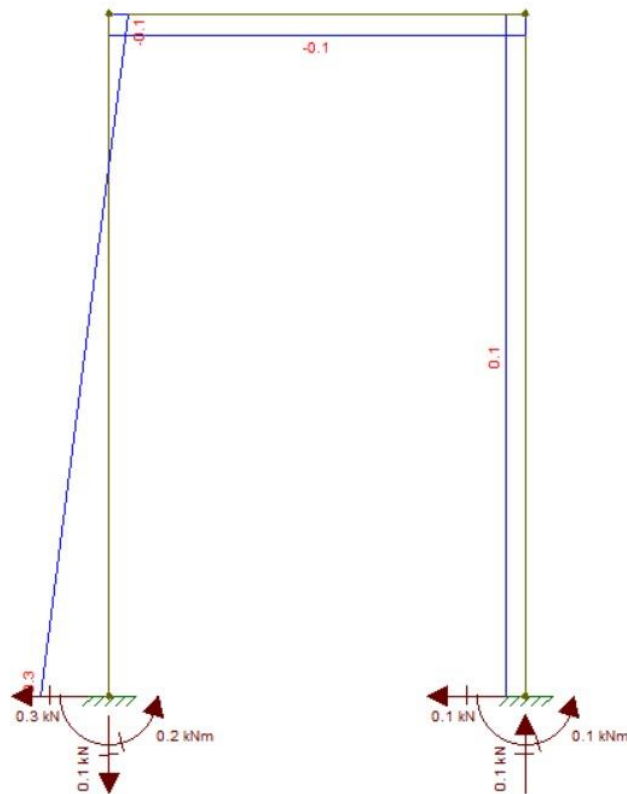


Figura IV-1.5.14 Diagrama de esfuerzos de corte sobre el pórtico en el Estado W (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

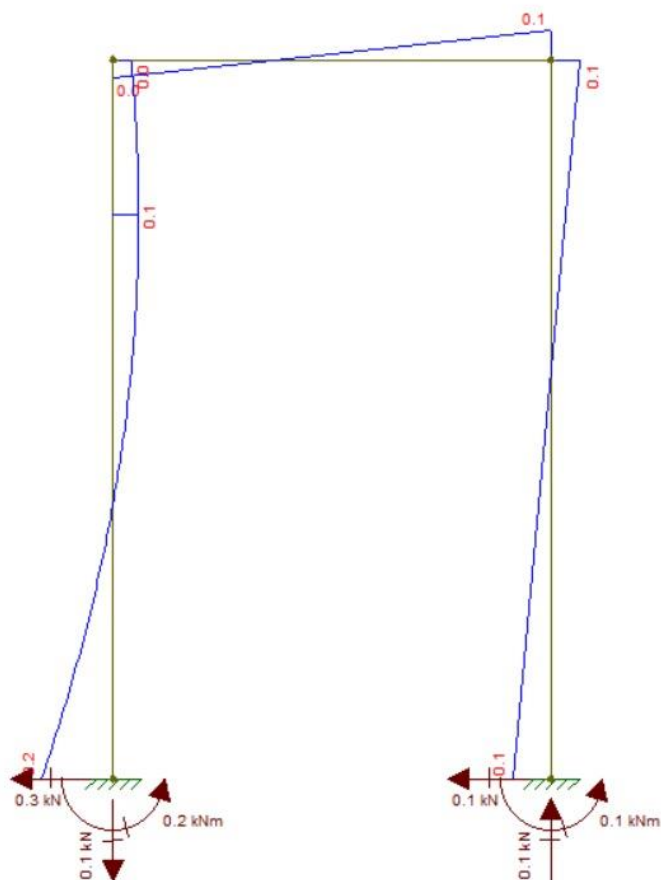


Figura IV-1.5.15 Diagrama de momentos flectores sobre el pórtico en el Estado W (fuente: elaboración propia con uso del programa Ftool)

Anexo IV-1.5.1 Verificación del larguero

El tobogán transmite reacciones horizontales al larguero, por lo que se deberá verificar la flexión disimétrica.

Del análisis anterior se obtuvo:

4. Estado D:

$$M_{\max} = 1 \text{ kNm}; V_{\max} = 4,60 \text{ kN}; N_{\max} = 0,40 \text{ kN}$$

5. Estado L:

$$M_{\max} = 1,40 \text{ kNm}; V_{\max} = 6,10 \text{ kN}; N_{\max} = 0,50 \text{ kN}$$

6. Estado W:

$$M_{\max} = 0,10 \text{ kNm}; V_{\max} = 0,10 \text{ kN}; N_{\max} = 0,10 \text{ kN}$$

Se deberá encontrar la combinación de cargas más desfavorable según los establecido por el CIRSOC 301:

$$M_u = 1,2MD + 1,6ML = 3,44 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L = 15,28 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,2N_D + 1,6N_L = 1,28 \text{ kN}$$

La carga última vertical, que se utilizará para determinar la flecha, es:

$$q_u = 21,87 \text{ kN/m}$$

La carga transmitida por las reacciones horizontales del tobogán son:

$$D_x = 1,4 \text{ kN}/1,40\text{m} = 1 \text{ kN/m}$$

$$L_x = 1,9 \text{ kN}/1,40\text{m} = 1,36 \text{ kN/m}$$

$$q_{ux} = 1,2D_x + 1,6L_x = 3,38 \text{ kN/m}$$

$$M_{ux} = 0,83 \text{ kNm}; V_{ux} = 2,37 \text{ kN}$$

Estos esfuerzos deberán ser transmitidos al terreno mediante un sistema de arriostramiento longitudinal.

Las características geométricas son:

$$\text{El diámetro del tubo es de } 3'' = 76,2\text{mm}; t = 2\text{mm}; A_g = 4,66 \text{ cm}^2$$

$$I = 32,11 \text{ cm}^4; S = 8,43 \text{ cm}^3; r = 2,62 \text{ cm}; Z = 11,02 \text{ cm}^3; J = 64,22 \text{ cm}^4; C = 17,29 \text{ cm}^3$$

Datos obtenidos de las tablas IRAM-IAS U 500-218.

Las características mecánicas son:

$$F_u = 310 \text{ MPa}; F_y = 205 \text{ MPa} \text{ (Sección 1.3.5, Tabla 1, CIRSOC 302, 2005)}$$

1) Verificación del pandeo local

$$D/t = 76,2\text{mm}/2\text{mm} = 38,1 < \lambda_p = 0,07 * (200.000/200) = 70 \rightarrow \textbf{Sección compacta}$$

2) Resistencia de diseño a flexión

$$1,5M_y = 1,5 * F_y * S * 0,001 = 2,53 \text{ kNm}$$

$$M_n = F_y * Z * 0,001 = 200\text{MPa} * 11,02\text{cm}^3 * 0,001 = 2,20 \text{ MPa} < 1,5M_y$$

$$M_d = 0,90M_n = 1,98 \text{ kNm} < M_u \rightarrow \textbf{No verifica}$$

La sección propuesta no verifica, entonces se debe redimensionar:

La máxima esbeltez es de 200, entonces se puede despejar el radio mínimo:

$$r_{min} = 140\text{cm}/200 = 0,7 \text{ cm}$$

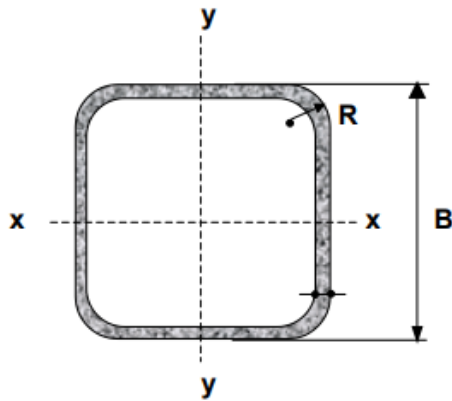
Al ser mucha mayor la sollicitación por flexión que por esfuerzo axial, se despeja un módulo plástico Z de la fórmula de M_p para adoptar un tubo estructural y luego se verificará al resto de los esfuerzos y a la combinación entre ellos.

$$Z_{min} \geq \frac{3,44\text{kNm}}{0,9 * 200\text{MPa} * 10^{-3}} = 19,11 \text{ cm}^3$$

Se aumenta en un 15% teniendo en cuenta que debe verificar a la interacción de solicitaciones:

$$Z_{min} = 21,98 \text{ cm}^3$$

Se adopta un tubo de sección cuadrada con costuras con las siguientes características:



$$B = 80\text{mm}; t = 3,20\text{mm}; A_g = 9,57 \text{ cm}^2; p_p = 0,07 \text{ kN/m}$$

$$I = 92,65\text{cm}^4; S = 23,16 \text{ cm}^3; r = 3,11 \text{ cm}; Z = 27,30 \text{ cm}^3; J = 143,98 \text{ cm}^4$$

$$C = 37,62 \text{ cm}^3$$

Datos obtenidos de las tablas IRAM-IAS U 500-218.

$$h = H - 2(t+R) = 6,72 \text{ cm}$$

Figura IV-1.5.1.1 Sección del tubo estructural (fuente: tablas IRAM-IAS U 500-218)

-Verificación del pandeo local

$$h/t = 21 < \lambda_p = 2,26 * (200.000/200)^{0,5} = 71,47 \rightarrow \text{Sección compacta}$$

-Plastificación

$$1,5M_y = 1,5 * F_y * S * 0,001 = 6,95 \text{ kNm}$$

$$M_p = F_y * Z * 0,001 = 5,46 \text{ kNm} < 1,5M_y \rightarrow M_n = M_p$$

-Estado límite de pandeo lateral

$$L_p = \frac{1,3 * 10^{-4} * r_y * E}{M_p} \sqrt{J * A_g} = 549,73 \text{ cm}$$

$$L_b = 140 \text{ cm}$$

$L_b < L_p \rightarrow$ La sección va a fallar antes por plastificación que por pandeo lateral.

-Resistencia de diseño

Finalmente:

$$M_d = 0,85M_p = 4,64 \text{ kNm} > M_u = 3,44 \text{ kNm} \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

3) Resistencia a compresión

$$P_u = 1,28 \text{ kN}$$

$$kL/r = 140\text{cm}/3,11\text{cm} = 45,01$$

$$\lambda_r = 5,30(E/F_y)^{0,5} = 167,6 > \lambda \rightarrow Q = 1$$

$$\lambda_c = Q * \frac{kL}{\pi r} \sqrt{F_y/E} = 0,45 < 1,5 \rightarrow F_{cr} = 0,658^{\lambda_c^2} F_y = 185,53 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} * A_g * 0,1 = 175,64 \text{ kN}$$

$$P_d = 0,80 * P_n = 140,51 \text{ kN} > P_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

4) Combinación de esfuerzo axil y flexión

$$P_u / \phi P_n = 0,009 < 0,2$$

$$M_{ux} = 3,44 \text{ kNm}; M_{uy} = 0,83 \text{ kNm}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b * M_{ny}} \right] = 0,96 < 1 \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

5) Verificación a flexión disimétrica

$$\frac{M_{ux}}{\phi b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b * M_{ny}} = 0,95 < 1 \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

6) Verificación al corte

$$V_u = 15,28 \text{ kN}$$

$$h/t = 21 < 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 77,47$$

$$F_n = 0,6 F_y = 120 \text{ MPa}$$

$$A_w = 2H * t = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$V_n = F_n * A_w * 0,1 = 61,44 \text{ kN}$$

$$V_d = 0,85 * V_n = 52,22 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

7) Verificación de flecha

$$f_{max} = L/250 = 0,56 \text{ cm}; I_x = I_y = 92,65 \text{ cm}^4$$

$$q_{uy} = 1,2D + 1,6L = 21,87 \text{ kN/m}$$

$$f_y = \frac{1}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} = 0,12 \text{ cm (doblemente empotrada)}$$

$$q_{ux} = 3,38 \text{ kN/m}$$

$$f_y = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} = 0,09 \text{ cm}$$

$$f_{TOTAL} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 0,15 \text{ cm} < f_{adm} \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

Anexo IV-1.5.2 Verificación de los pilares

También están sometidos a flexocompresión, pero en este caso no hay flexión disimétrica, ya que se considera que las reacciones horizontales del larguero se transmiten directamente al sistema de arriostramiento longitudinal.

Del apartado IV-1.5 se extrae:

4. Estado D:

$$M_{\max} = 0,60 \text{ kNm}; V_{\max} = 0,40 \text{ kN}; N_{\max} = 4,60 \text{ kN}$$

5. Estado L:

$$M_{\max} = 0,80 \text{ kNm}; V_{\max} = 0,50 \text{ kN}; N_{\max} = 6,10 \text{ kN}$$

6. Estado W:

$$M_{\max} = 0,30 \text{ kNm}; V_{\max} = 0,30 \text{ kN}; N_{\max} = 0,10 \text{ kN}$$

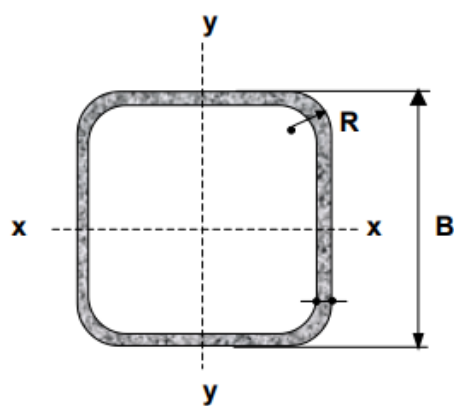
Se deberá encontrar la combinación de cargas más desfavorable según los establecido por el CIRSOC 301:

$$M_u = 1,2MD + 1,6ML = 2 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1,2VD + 1,6VL = 1,28 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,2ND + 1,6NL = 15,28 \text{ kN}$$

Se adopta la misma sección que para los largueros y se verifica que resista a las sollicitaciones de los pilares:



$$B = 80\text{mm}; t = 3,20\text{mm}; A_g = 9,57 \text{ cm}^2; p_p = 0,07 \text{ kN/m}$$

$$I = 92,65\text{cm}^4; S = 23,16 \text{ cm}^3; r = 3,11 \text{ cm}; Z = 27,30 \text{ cm}^3; J = 143,98 \text{ cm}^4$$

$$C = 37,62 \text{ cm}^3$$

Datos obtenidos de las tablas IRAM-IAS U 500-218.

$$h = H - 2(t+R) = 6,72 \text{ cm}$$

Figura IV-1.5.2.1 Sección del tubo estructural (fuente: tablas IRAM-IAS U 500-218)

La altura del puntal es de 2,30 m. Se considera que el nudo superior del pórtico es desplazable ante un esfuerzo horizontal, como el siguiente ejemplo:

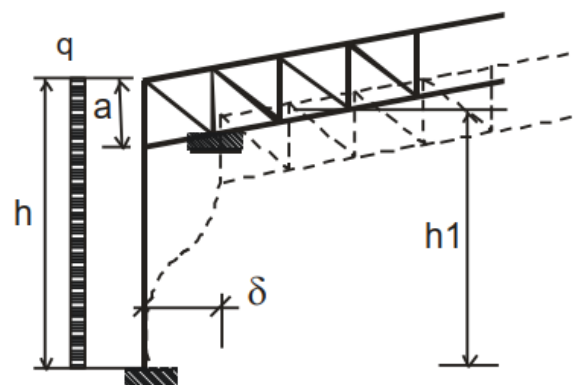


Figura IV-1.5.2.2 Deformabilidad del pórtico (fuente: Troglia, 2018)

En este caso, $h_1 = 2,30\text{m}$.

Y la altura de cálculo se debe tomar como $s_k = 2 \cdot h_1 / 2 = h_1 = 2,30\text{m}$.

La verificación será igual a la que se realizó con los largueros:

1) Resistencia a flexión:

-Verificación del pandeo local

$$h/t = 21 < \lambda_p = 2,26 * (200000/200)^{0,5} = 71,47 \rightarrow \text{Sección compacta}$$

-Plastificación

$$1,5M_y = 1,5 \cdot F_y \cdot S \cdot 0,001 = 6,95 \text{ kNm}$$

$$M_p = F_y \cdot Z \cdot 0,001 = 5,46 \text{ kNm} < 1,5M_y \rightarrow M_n = M_p$$

-Estado límite de pandeo lateral

$$L_p = \frac{1,3 \cdot 10^{-4} \cdot r_y \cdot E}{M_p} \sqrt{J \cdot A_g} = 549,73 \text{ cm}$$

$$L_b = 230 \text{ cm}$$

$L_b < L_p \rightarrow$ La sección va a fallar antes por plastificación que por pandeo lateral.

-Resistencia de diseño

Finalmente:

$$M_d = 0,85M_p = 4,64 \text{ kNm} > M_u = 2 \text{ kNm} \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

2) Resistencia a compresión

$$P_u = 15,28 \text{ kN}$$

$$kL/r = 230\text{cm}/3,11\text{cm} = 73,95$$

$$\lambda_r = 5,30(E/F_y)^{0,5} = 167,6 > \lambda \rightarrow Q = 1$$

$$\lambda_c = Q * \frac{kL}{\pi r} \sqrt{F_y/E} = 0,74 < 1,5 \rightarrow F_{cr} = 0,658^{\lambda_c^2} F_y = 158,60 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot 0,1 = 151,78 \text{ kN}$$

$$P_d = 0,80 \cdot P_n = 121,42 \text{ kN} > P_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

3) Combinación de esfuerzo axial y flexión

$$P_u / \phi P_n = 0,126 < 0,2$$

$$M_{ux} = 2 \text{ kNm}; M_{uy} = 0 \text{ kNm}$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b \cdot M_{ny}} \right] = 0,51 < 1 \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

4) Verificación al corte

$$V_u = 1,28 \text{ kN}$$

$$h/t = 21 < 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 77,47$$

$$F_n = 0,6F_y = 120 \text{ MPa}$$

$$A_w = 2H*t = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$V_n = F_n * A_w * 0,1 = 61,44 \text{ kN}$$

$$V_d = 0,85 * V_n = 52,22 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

Anexo IV-1.6 Sistema de arriostramiento longitudinal

Como se mencionó anteriormente, se colocará una barra que trabajará como puntal para absorber la reacción horizontal del tobogán, que estará triangulada con el pórtico siguiente y transmitirá la reacción a la fundación.

A pesar de que el puntal tendrá una inclinación, se lo diseña de manera que absorba la totalidad de las reacciones longitudinales que le transmite el larguero, por lo que no se componen las cargas.

Las reacciones según los distintos estados de carga son:

$$R_D = 1,40 \text{ kN}; R_L = 1,90 \text{ kN}$$

Entonces, el valor del esfuerzo de compresión que solicitara al puntal es:

$$P_D = 1 \text{ kN/m} * 1,40 \text{ m} / 2 = 0,70 \text{ kN}$$

$$P_L = 1,36 \text{ kN/m} * 1,40 \text{ m} / 2 = 0,95 \text{ kN}$$

La carga última será:

$$P_u = 1,2P_L + 1,6P_D = 2,36 \text{ kN}$$

La longitud del puntal será:

$$L_p = \sqrt{2,30^2 + 1,70^2} = 2,86 \text{ m}$$

La esbeltez límite es 200, entonces se puede despejar el radio mínimo:

$$kL/r < 200 \rightarrow r_{\min} = 1,43 \text{ cm}$$

Se adopta $\lambda = 200$; $F_y = 200 \text{ MPa}$; $E = 200.000 \text{ MPa}$

$$\lambda r = 0,114 * E / F_y = 114$$

Se considera que $\lambda = D/t < \lambda r \rightarrow Q = 1$

$$\lambda c = \frac{kL}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 2,01 > 1,5 \rightarrow F_{cr} = 0,877 / \lambda c^2 * F_y = 43,28 \text{ MPa}$$

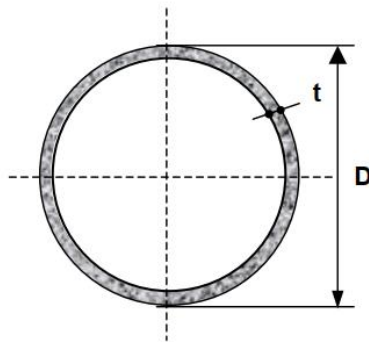
$$P_d = 0,85 * F_{cr} * A_g * 0,1 < P_u \rightarrow A_g > 0,64 \text{ cm}^2$$

Se busca en las tablas IRAM un tubo circular con costura que cumpla con dichas condiciones, y luego se verificará.

Se adopta un tubo con las siguientes características:

$$D = 44,45 \text{ mm}; t = 0,90 \text{ mm}$$

$$A_g = 1,23 \text{ cm}^2; r = 1,54 \text{ cm}$$



Datos obtenidos de las tablas IRAM-IAS U 500-218.

Figura IV-1.6.1 Sección del tubo estructural (fuente: tablas IRAM-IAS U 500-218)

Se procede con la verificación:

1) Esbeltez límite

$$\frac{k \cdot L}{r} = 185,71 < 200 \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

2) Resistencia a la compresión

$$\lambda = D/t = 49,39 < \lambda_r \rightarrow Q = 1$$

$$\lambda_c = \frac{kL}{r \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1,86 > 1,5 \rightarrow F_{cr} = 0,877/\lambda_c^2 \cdot F_y = 50,19 \text{ MPa}$$

$$P_u = 0,85 \cdot F_{cr} \cdot A_g \cdot 0,1 = 5,24 \text{ kN} > P_u = 2,36 \text{ kN} \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

Anexo IV-1.6 Diseño de las bases

Se adoptan bases aisladas para que apoyen allí los pilares.

Se utilizará hormigón H-20 y la tensión de fluencia de la placa de asiento es $F_y = 235 \text{ MPa}$.

Según los distintos estados, se extraen de IV-1.5 la reacción que se transmiten a las bases:

1. Estado D:

$$M = 0,30 \text{ kNm}; V = 0,4 \text{ kN}; N = 4,60 \text{ kN}$$

2. Estado L:

$$M = 0,40 \text{ kNm}; V = 0,50 \text{ kN}; N = 6,10 \text{ kN}$$

3. Estado W:

$$M = 0,20 \text{ kNm}; V = 0,30 \text{ kN}; N = 0,10 \text{ kN}$$

Anexo IV-1.6.1 Placa de asiento

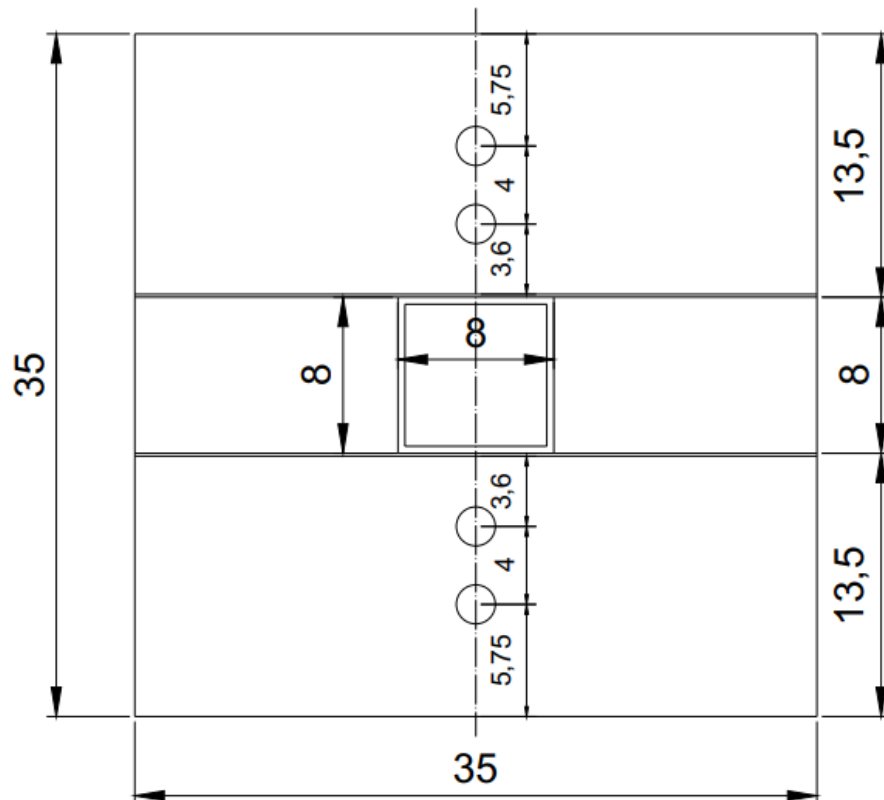
Se trata de una placa metálica, cuya unión con los pilares se rigidiza mediante cartelas.

Se dimensiona con las cargas últimas, porque se utiliza el CIRSOC 301.

La peor combinación de las cargas actuando en conjunto se dará para el estado 1,2D+1,6L.

$$M_u = 1 \text{ kNm}; V_u = 1,28 \text{ kN}; N_u = 15,28 \text{ kN}$$

El esquema es el siguiente:



Figuras IV-1.6.1.1 Placa de asiento (fuente: elaboración propia)

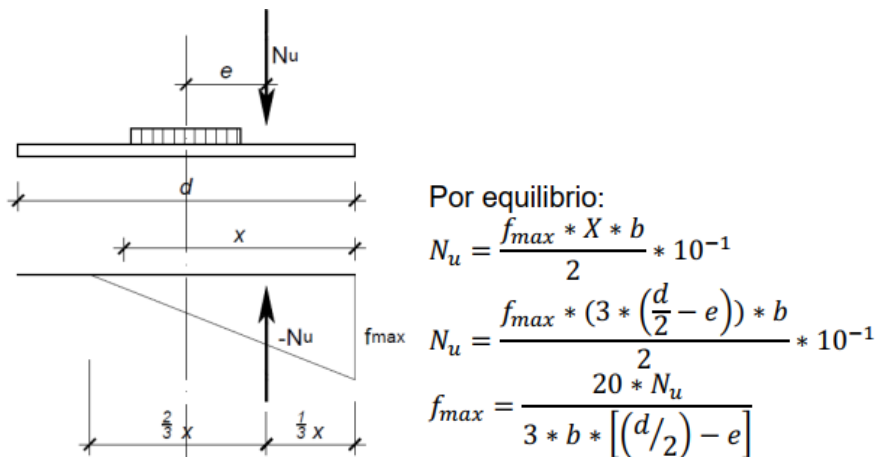
$e = M_u/N_u = 6,54 \text{ cm}$; Se busca que la reacción de la base sea únicamente de compresión, por lo que se dimensiona d , de manera que $e < \frac{3}{8} * d$

$$d_{\min} = 17,44 \text{ cm} \rightarrow \text{Se adopta } d = 35 \text{ cm}$$

Base cuadrada, entonces $b = d = 35 \text{ cm}$.

Se toman esos valores, para que se pueda materializar luego la unión abulonada.

Las cargas actuarán de la siguiente manera:



Figuras IV-1.6.1.2 Funcionamiento de la placa de asiento (fuente: Trogia, 2018)

$$X = 3 * (d/2 - e) = 32,88 \text{ cm}$$

Se calcula entonces $f_{max} = 0,26 \text{ MPa}$

$$A1 \text{ (placa)} = 35\text{cm} * 35\text{cm} = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A2 \text{ (H°)} = 45\text{cm} * 45\text{cm} = 2025 \text{ cm}^2$$

$$A2/A1 = 1,65$$

La tensión de aplastamiento del hormigón es:

$$f_{diseño} = 0,51 * f'c * \sqrt{A2/A1} = 16,39 \text{ MPa} > f_{max} \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

La placa queda subdividida en distintas zonas por lo que se pueden aproximar a un damero de losas y se dimensiona la que está en peores condiciones:

$$l_c = d/2 - 8\text{cm}/2 = 13,50 \text{ cm}$$

$$M_{up} = \frac{f_{max} * l^2}{2} = 0,024 \text{ kNm/cm} \leq M_d = 0,9 * F_y * S * 10^{-3} \rightarrow t_p$$

$$\geq \sqrt{\frac{6 * M_{up}}{0,9 * F_y * 10^{-3}}} = 0,82 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } t_p = \frac{3}{8}'' = 9,525 \text{ mm} = 0,9525 \text{ cm}$$

-Dimensionamiento de la cartela

Se trata de unificar el espesor tanto de la placa como de las cartelas. Estas se calculan como una ménsula, con su sección crítica en el encuentro con la columna, entonces:

$$h_c = 13,50 \text{ cm}$$

$$M_{uc} = 1,5 * \frac{f_{max} * b/2 * l^2}{2} = 0,62 \text{ kNm/cm} \leq M_d = 0,9 * F_y * S_c * 10^{-3} \rightarrow t_c$$

$$\geq \frac{6 * M_{uc}}{h_c^2 * 0,9 * F_y * 10^{-3}} = 0,10 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } t_c = \frac{1}{8}'' = 3,175 \text{ mm} = 0,3175 \text{ cm}$$

-Dimensionamiento de los pernos

Son los encargados de resistir el esfuerzo de corte, y se lo colocaran coincidentes con el baricentro de la placa de manera que no introduzcan ningún momento por excentricidad.

Serán de calidad A307, ISO 4.6. Se adoptan cuatro bulones.

La resistencia al corte de la unión será:

$$F_{vd} = 4 \cdot 0,75 \cdot 140 \text{ MPa} \cdot A_b \cdot 0,1 < V_u$$

$$A_b > 0,03 \text{ cm}^2 \rightarrow D_b = 0,196 \text{ cm}$$

Se adopta entonces $D_b = 20 \text{ mm}$

-Resistencia al aplastamiento

Se considera que la deformación alrededor del agujero si es una consideración del proyecto.

$$L_c = d/2 = 17,50 \text{ cm}$$

$$R_{n1} = 1,2 L_c \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 = 740,09 \text{ kN}$$

$$R_{n2} = 4 \cdot 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 0,1 = 676,65 \text{ kN}$$

$$R_d = 0,75 \cdot R_{n2} = 507,49 \text{ kN} \gg V_u \rightarrow \text{Buenas condiciones}$$

-Soldadura

Hay dos tipos de soldadura, llamaremos tipo A a la que une la placa con las cartelas y el perfil, y tipo B a la que une el perfil con la cartela.

Se utilizarán electrodos con resistencia igual a FEEX = 480 MPa.

- Tipo A:

Debe absorber tanto la carga normal como la totalidad del esfuerzo de corte.

$$N_u = N_{u1/2} + M_{u/e} = 22,93 \text{ kN}$$

$$V_u = 1,28 \text{ kN}$$

$$P_u = \sqrt{N_u^2 + V_u^2} = 22,96 \text{ kN}$$

La longitud de la unión será igual a la mitad de la longitud de la placa, multiplicada por la cantidad de cordones, en este caso, 2.

$$d_{\min} = 5 \text{ mm}; d_{\max} = 9,525 \text{ mm} - 2 \text{ mm} = 7,525 \text{ mm}$$

$$A_w = 2 \cdot (35 \text{ cm} / 2) \cdot (0,707 \cdot 1 \text{ cm}) = 24,74 \text{ cm (cordon unitario)}$$

$$f_v = 1,5 \cdot \frac{P_u \cdot 10}{A_w} = 13,92 \text{ MPa}$$

$$F_w = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 480 \text{ MPa} = 172,8 \text{ MPa}$$

$$R_d = F_w \cdot A_w \cdot 0,1 = 427,51 \text{ kN}$$

$$R_d/cm^2 = 17,28 \text{ kN/cm}^2$$

$$d_{nec} = \frac{f_v}{R_d} * 0,1 = \frac{13,92 \text{ MPa}}{17,28} * 0,1 = 0,08 \text{ cm} = 0,8 \text{ mm}$$

Se adopta $d_{min} = 8 \text{ mm}$

- Tipo B:

$$P_u = 22,96 \text{ kN}$$

$$A_w = 2 * 13,50 \text{ cm} * 0,707 * 1 \text{ cm} = 19,09 \text{ cm}^2$$

$$f_v = 1,5 * \frac{P_u * 10}{A_w} = 18,04 \text{ MPa}$$

$R_d/cm^2 = 17,28 \text{ kN/cm}^2$ (igual que el caso anterior)

$$d_{nec} = \frac{f_v}{R_d} * 0,1 = \frac{18,04 \text{ MPa}}{17,28 \text{ kN/cm}^2} * 0,1 = 0,1 \text{ cm} = 1 \text{ mm}$$

Se adopta $d_{min} = 8 \text{ mm}$

Anexo IV-1.6.2 Base de hormigón

Tiene dimensiones de 45x45cm. Se utilizará hormigón H-25.

Según los distintos estados, se extraen de IV-1.5 la reacción que se transmiten a las bases:

4. Estado D:

$$M = 0,30 \text{ kNm}; V = 0,4 \text{ kN}; N = 4,60 \text{ kN}$$

5. Estado L:

$$M = 0,40 \text{ kNm}; V = 0,50 \text{ kN}; N = 6,10 \text{ kN}$$

6. Estado W:

$$M = 0,20 \text{ kNm}; V = 0,30 \text{ kN}; N = 0,10 \text{ kN}$$

Se considera para el cálculo dos escenarios distintos, los cuales se detallan a continuación:

3. Combinación de carga para los estados D y L.
4. Combinación de carga para los estados D y W.

Donde la combinación de cargas nominales que presentan peores condiciones, es en la que actúan el peso propio y sobrecargas.

$$M_n = 0,3 \text{ kNm} + 0,4 \text{ kNm} = 0,7 \text{ kNm}$$

$$N_n = 4,6 \text{ kN} + 6,1 \text{ kN} = 10,7 \text{ kN}$$

$$V_n = 0,4 \text{ kN} + 0,5 \text{ kN} = 0,9 \text{ kN}$$

Se plantea el cálculo de una base de hormigón armado centrada.

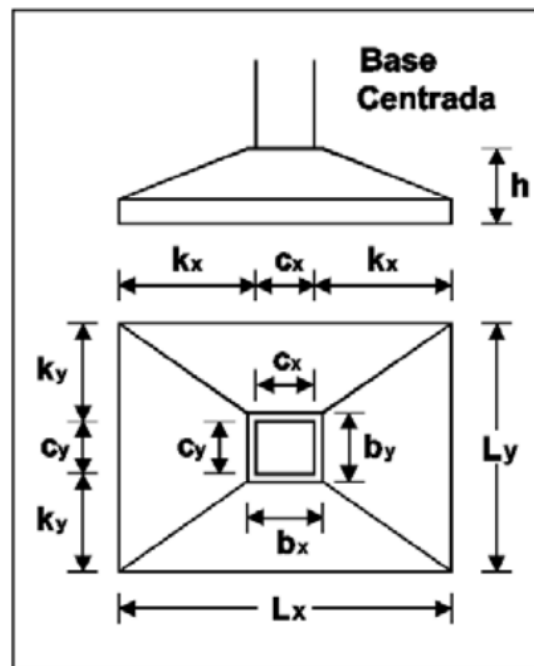


Figura IV-1.6.2.1 Dimensiones de la base (fuente: CIRSOC 201, 2005)

Hormigón: H-25 ($f_c = 25 \text{ MPa}$)

Acero: ADN 420 ($f_y = 420 \text{ MPa}$)

$N_n = 10,7 \text{ KN}$ - $M_n = 0,7 \text{ KNm}$ - $V_n = 0,9 \text{ KN}$

$c_x = c_y = 0,08 \text{ m}$; $L_x = L_y = 1,5 \text{ m}$

$cc = 0,05 \text{ m}$; $\alpha_s = 40^\circ$

Valores intermedios:

$$\beta = c_x / c_y = 0,08 \text{ m} / 0,08 \text{ m} = 1$$

$$b_x = c_x + cc = 0,13 \text{ m}$$

$$b_y = c_y + cc = 0,13 \text{ m}$$

$$b_{wx} = (5 * b_x + 3 * L_x) / 8 = 0,64 \text{ m}$$

$$b_{wy} = (5 * b_y + 3 * L_y) / 8 = 0,64 \text{ m}$$

$$k_x = (L_x - c_x) / 2 = 0,71 \text{ m}$$

$$k_y = (L_y - c_y) / 2 = 0,71 \text{ m}$$

$$q_u = N_n / (L_x * L_y) = 4,75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{ux} = q_u * L_x * k_x^2 / 2 = 1,8 \text{ KNm}$$

$$M_{uy} = q_u * L_y * k_y^2 / 2 = 1,8 \text{ KNm}$$

$$M_{nx} = M_{ux} / 0,9 = 2 \text{ KNm}$$

$$M_{ny} = M_{uy} / 0,9 = 2 \text{ KNm}$$

- Predimensionamiento de la altura

$$dx = (6,5 * Mnx / (by * f'c * (1000 \text{ KN/MN}))) ^{0,5} = 0,06 \text{ m}$$

$$dy = (6,5 * Mny / (bx * f'c * (1000 \text{ KN/MN}))) ^{0,5} = 0,06 \text{ m}$$

Se adoptan los siguientes valores de “d” considerando que los valores anteriores obtenidos son pequeños, desde el punto de vista de que la base tendría poco volumen para resistir el efecto de punzonado, corte y volcamiento.

Para punzonamiento: $d = 0,3 \text{ m}$

Para corte: $dx = 0,305 \text{ m}$ $dy = 0,295 \text{ m}$

- Verificación de la altura por punzonamiento

$$bo = 2 * (cx + cy) + 4 * d = 1,52 \text{ m}$$

$$Ao = (cx + cy) * (cy + d) = 0,14 \text{ m}^2$$

$$\text{Como } \beta < 2 \rightarrow F1 = 4$$

$$F2 = (\alpha_s * d / bo + 2) = 9,9 \rightarrow F = \text{mínimo } (F1 ; F2) = 4$$

Se debe verificar que:

$$Pu - qu * Ao \leq 0,75 * Y * F * bo * d * f'c ^{0,5} * (1.000 \text{ KN/MN}) / 12$$

$$Pu - qu * Ao = 10,01 \text{ KN}$$

$$0,75 * Y * F * bo * d * f'c ^{0,5} * (1.000 \text{ KN/MN}) / 12 = 570 \text{ KN}$$

Por lo tanto verifica al punzonamiento

- Verificación de la altura por corte

se debe verificar que:

$$Vux \leq 0,75 * bwy * dx * f'c ^{0,5} * (1.000 \text{ KN/MN}) / 6$$

$$Vuy \leq 0,75 * bwx * dy * f'c ^{0,5} * (1.000 \text{ KN/MN}) / 6$$

$$Vux = qu * Ly * (kx - dx) = 2,92 \text{ KN}$$

$$Vuy = qu * Lx * (ky - dy) = 2,92 \text{ KN}$$

$$0,75 * bwy * dx * f'c ^{0,5} * (1.000 \text{ KN/MN}) / 6 = 132,22 \text{ KN}$$

$$0,75 * bwx * dy * f'c ^{0,5} * (1.000 \text{ KN/MN}) / 6 = 132,22 \text{ KN}$$

Por lo tanto verifica al corte en ambas direcciones.

- Cálculo de las armaduras de flexión

Suponiendo que $db = 8 \text{ mm}$, se adopta una altura total:

$$h = dmax + db / 2 + cc = 0,354 \text{ m}$$

Se adopta $h = 0,4 \text{ m}$

$$dx = 0,346 \text{ m} ; dy = 0,338 \text{ m}$$

$$mnx = (0,001 \text{ MN/KN}) * Mnx / (by * dx^2 * f'c) = 0,005$$

$$m_{ny} = (0,001 \text{ KN/MN}) * M_{ny} / (b_x * d_y^2 * f'_c) = 0,005$$

$$m_{nx} = 0,005 \rightarrow k_z = 0,988 \quad k_c = 0,028 \quad e_s = 104,08 \text{ mm} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$z_x = k_z * d_x = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{sx} = M_{nx} / (z_x * f_y) * 0,001 \text{ MN/KN} = 0,139 \text{ cm}^2$$

$$m_{ny} = 0,005 \rightarrow k_z = 0,988 \quad k_c = 0,028 \quad e_s = 104,08 \text{ mm} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$z_x = k_z * d_x = 0,33 \text{ m}$$

$$A_{sy} = M_{ny} / (z_y * f_y) * 0,001 \text{ MN/KN} = 0,142 \text{ cm}^2$$

Verificar

$$A_{sx \text{ min}} = 2,8 \text{ MPa} * b * d * (10^4 \text{ cm}^2/\text{m}^2) / f_y = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy \text{ min}} = 2,8 \text{ MPa} * b * d * (10^4 \text{ cm}^2/\text{m}^2) / f_y = 2,93 \text{ cm}^2$$

- Adopción y distribución de la armadura de flexión

Por tratarse de una base cuadrada se adopta armadura uniformemente distribuida en ambas direcciones.

$$A_{sx} = 3 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ db}} = 0,503 \text{ cm}^2 \quad n = A_{sx} / A_{s \text{ db}} = 6 \text{ barras}$$

$$\text{Separación entre barras} = ((L_x - d_b) / n) = 0,2 \text{ m}$$

$$A_{sy} = 2,93 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ db}} = 0,503 \text{ cm}^2 \quad n = A_{sy} / A_{s \text{ db}} = 6$$

$$\text{Separación entre barras} = ((L_y - d_b) / n) = 0,2 \text{ m}$$

La separación entre armaduras debe ser menor que

1. 2,5 veces el espesor total de la base = 1 m
2. 25 veces el diámetro menor de la armadura = 0,2 m

Se adopta separación entre barras = 0,2 m

- Talón de la base

El talón de la base debe tener una altura mayor o igual que:

$$h - k_{\text{min}} = -0,31 \text{ m (menor que 0)}$$

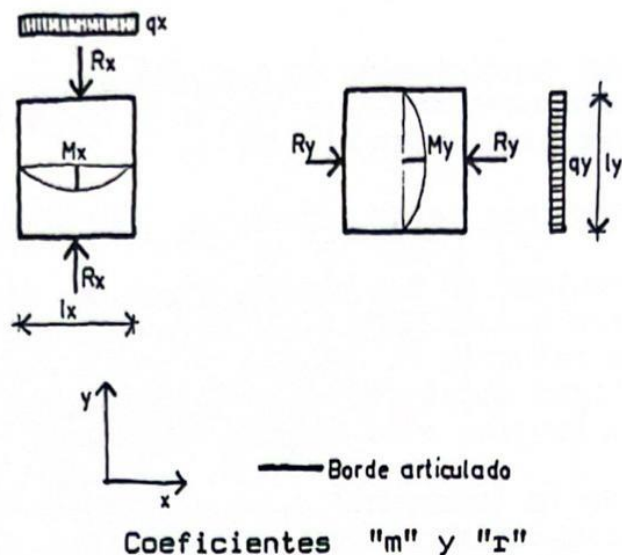
$$c_c + d_{bx} + d_{by} + 0,15 \text{ m} = 0,216 \text{ m}$$

Se adopta un talón de 0,25 m

Anexo IV-2 Verificación estructura de administración

Anexo IV-2.1 Cálculo de losas

Para obtener las solicitaciones sobre losas, así como también las reacciones de estas sobre las vigas en las que apoyan, se utilizó la tabla de la siguiente figura:



l_x/l_y	m_x	m_y	r_x	r_y	l_x/l_y
0,50	10,36	57,47	3,72	1,37	0,50
0,55	11,21	47,62	3,73	1,56	0,55
0,60	12,20	41,15	3,75	1,77	0,60
0,65	13,33	36,63	3,76	1,99	0,65
0,70	14,64	33,56	3,77	2,22	0,70
0,75	16,16	31,45	3,80	2,48	0,75
0,80	17,86	29,94	3,83	2,75	0,80
0,85	19,76	28,74	3,86	3,03	0,85
0,90	21,93	27,86	3,91	3,33	0,90
0,95	24,39	27,40	3,95	3,65	0,95
1,00	27,17	27,17	4,00	4,00	1,00
0,95	27,40	24,39	3,65	3,95	0,95
0,90	27,86	21,93	3,33	3,91	0,90
0,85	28,74	19,76	3,03	3,86	0,85
0,80	29,94	17,86	2,75	3,83	0,80
0,75	31,45	16,16	2,48	3,80	0,75
0,70	33,56	14,64	2,22	3,77	0,70
0,65	36,63	13,33	1,99	3,76	0,65
0,60	41,15	12,20	1,77	3,75	0,60
0,55	47,62	11,21	1,56	3,73	0,55
0,50	57,47	10,36	1,37	3,72	0,50
l_y/l_x	m_x	m_y	r_x	r_y	l_y/l_x

Figura IV-2.1.1 Solicitaciones en losas cruzadas articuladas en todos sus bordes (fuente: Bernal, 2005)

De la cual se obtendrán los momentos y reacciones según:

Relación de lados	Momentos	Reacciones
$e = l_x/l_y < 1$	$M = q \cdot l_x^2/m \text{ [tm]}$	$R = q \cdot l_x^2/r \text{ [t]}$
$e = l_y/l_x < 1$	$M = q \cdot l_y^2/m \text{ [tm]}$	$R = q \cdot l_y^2/r \text{ [t]}$

De esta forma se calcularon las solicitaciones que se indican en la tabla 7.2.1.4.1

Con las solicitaciones presentadas, se dimensionan las armaduras en las losas, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla IV.2.1.1. Armadura en losas. (Fuente: Elaboración propia)

Losa N°	Mx (kNm)	d	kd	ke	As _{x_{rec}}	Ø barra	sep [m]	kd _{disp} [cm]	smax	As _{min}	M _{ny} [kNm]	d	kd	ke	As _{y_{rec}}	Ø barra	sep [m]	As _{y_{disp}} [cm ² /m]	smax	V _{umax} [kN/m]	Ø	V _h [kN/m]	V _c [kN/m]
1	0.0066	0.222	2.733	24.301	0.721	8.000	0.1	5.027	20.000	3.600	0.0067	0.2296	2.811	24.301	0.706	8	0.1	5.027	20.000	56.138	0.75	74.850	191.333
2	0.0106	0.230	2.232	24.301	1.120	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0100	0.222	2.215	24.301	1.097	8	0.1	5.027	20.000	98.052		130.736	191.333
3	0.0085	0.222	2.408	24.301	0.929	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0099	0.230	2.309	24.301	1.047	8	0.1	5.027	20.000	140.307		187.076	191.333
4	0.0114	0.230	2.149	24.301	1.209	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0110	0.222	2.110	24.301	1.209	8	0.1	5.027	20.000	69.803		93.070	191.333
5	0.0069	0.222	2.673	24.301	0.755	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0075	0.230	2.659	24.301	0.789	8	0.1	5.027	20.000	58.871		78.494	191.333
6	0.0098	0.230	2.314	24.301	1.042	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0085	0.222	2.401	24.301	0.936	8	0.1	5.027	20.000	97.557		130.076	191.333
7	0.0060	0.222	2.861	24.301	0.659	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0054	0.230	3.114	24.301	0.576	8	0.1	5.027	20.000	53.283		71.045	191.333
8	0.0060	0.230	2.958	24.301	0.637	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0054	0.222	3.013	24.301	0.594	8	0.1	5.027	20.000	53.190		70.920	191.333
9	0.0124	0.222	1.994	24.301	1.357	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0125	0.230	2.051	24.301	1.326	8	0.1	5.027	20.000	93.319		124.426	191.333
10	0.0089	0.230	2.439	24.301	0.938	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0078	0.222	2.518	24.301	0.851	8	0.1	5.027	20.000	116.631		155.507	191.333
11	0.0047	0.230	3.344	24.301	0.499	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0046	0.222	3.285	24.301	0.500	8	0.1	5.027	20.000	28.818		38.424	191.333
12	0.0035	0.222	3.729	24.301	0.388	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0043	0.230	3.513	24.301	0.452	8	0.1	5.027	20.000	58.701		78.267	191.333
13	0.0048	0.230	3.322	24.301	0.506	8.000	0.1	5.027	20.000		0.0045	0.222	3.299	24.301	0.496	8	0.1	5.027	20.000	29.204		38.938	191.333

El procedimiento de cálculo fue el siguiente:

$h=25\text{cm}$; $cc=2\text{cm}$; $f'c=25\text{MPa}$

$Mx=M_u/\Phi$ [MNm/m], siendo $\Phi=0,9$

$k_d=\frac{d}{\sqrt{Mn/bw}}$, siendo $bw=1$

Con el valor de k_d , se ingresa a la siguiente tabla, de donde se obtendrán los valores de β_1 , k_e , ϵ_s

Tabla IV.2.1.2. Tablas de flexión. (Fuente: Moller, 2010)

	H20	H25	H30				
	MPa = MN/m ²						
	20	25	30	f_y (MPa=MN/m ²)			
β_1	0,85	0,85	0,85	E_s (MPa=MN/m ²)			
	k_d			k_e	ϵ_c	ϵ_t	k_z
	m / $\sqrt{\text{MN}}$			cm ² /MN	‰	‰	adimens.
	1,218	1,089	0,994	24,301	3,00	60,00	0,048
	0,890	0,796	0,727	24,766	3,00	30,00	0,091
	0,749	0,670	0,612	25,207	3,00	20,00	0,130
	0,668	0,598	0,546	25,625	3,00	15,00	0,167
	0,615	0,550	0,502	26,021	3,00	12,00	0,200
	0,577	0,516	0,471	26,399	3,00	10,00	0,231
	0,548	0,490	0,447	26,758	3,00	8,57	0,259
	0,525	0,470	0,429	27,100	3,00	7,50	0,286
	0,507	0,453	0,414	27,427	3,00	6,67	0,310
	0,492	0,440	0,402	27,739	3,00	6,00	0,333
	0,479	0,429	0,391	28,038	3,00	5,45	0,355
	0,469	0,419	0,383	28,324	3,00	5,00	0,375

Luego,

$$A_s = k_e * \frac{Mn}{d}$$

Si $\epsilon_s > 0,005$, entonces se confirma que 0,9 es el factor de amplificación del momento

Por último, se deberá adoptar una sección de armadura por metro y una separación, debiendo cumplir con:

$$A_{smin} = 0,0018 * b * d$$

$$s_{max} = 25 * db$$

El procedimiento es análogo tanto en el eje x como en el eje y.

Para dimensionar según la resistencia al corte:

$$V_n = V_u / \Phi, \text{ siendo } \Phi = 0,75$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * bw * d; \text{ si } V_c > V_n \text{ no es necesaria armadura de corte}$$

Anexo IV-2.2 Cálculo de vigas

Para este caso las vigas se plantearon como simplemente apoyadas en sus extremos, por lo que se verán cargadas por las reacciones de las losas y la carga permanente correspondiente a su propio peso y al peso de mamposterías que apoyan sobre ellas, si corresponde (carga uniformemente distribuida). Se dimensionó a efectos prácticos la viga más cargada de la estructura, que particularmente, además de las cargas recientemente mencionadas, recibe la reacción de una viga que apoya en el centro de su luz.

Así:

$$M_{\max} = 693,81 \text{ kNm}; V_{\max} = 469,37 \text{ kN}$$

$$b = 0,4 \text{ m}; h = 0,8 \text{ m}; d = 0,8 \text{ m} - 0,02 \text{ m} = 0,78 \text{ m}; f'_c = 25 \text{ MPa}$$

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

$$M_n = M_{\max} / \Phi; \text{ siendo } \Phi = 0,9$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_n/b}}$$

Con el valor de k_d , se ingresa a la tabla IV-2.1.2, de donde se obtendrán los valores de β_1 , k_e , ϵ_s

Luego,

$$A_s = k_e * \frac{M_n}{d}$$

Si $\epsilon_s > 0,005$, entonces se confirma que 0,9 es el factor de amplificación del momento

A su vez, se debe cumplir con una armadura mínima:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d \geq \frac{1,40}{f_y} b_w d$$

Para dimensionar según la resistencia al corte:

$$V_n = V_u / \Phi, \text{ siendo } \Phi = 0,75$$

La tensión de corte deberá ser menor a la siguiente tensión límite:

$$\tau_n = \frac{V_n}{b * d} < \tau_{lim} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Se adoptará luego el estribo a colocar, para calcular la separación, siendo:

$$s_{\max} = d/2$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} 10^4$$

Entonces, $s = \frac{A_v f_y d}{V_s 10^4}$

Así, se obtuvieron los siguientes resultados (véase plano 15:

Tabla IV.2.2.1. Resultado del cálculo y adopción de armaduras. (Fuente: elaboración propia.)

Viga N°	M _{mx} [MNm]	d	k _d	k _e	A _s nec	Ø barra	Cantidad	A _s disp [cm²]	A _s min1 [cm²]	A _s min2 [cm²]
18	0.7709	0.780	0.562	26.021	25.717	20.000 16	6.000 4.000	26.892	5.519	9.286

V _u [MN]	T _r [MPa]	V _c [MN]	V _s [MN]	Estribo adoptado Φ/ramas		A _v [cm²]	s _{max} [m]	s [m]	s adop [m]
0.466	1.494	0.347	0.119	6.000	2.000	0.565	0.390	0.156	0.150

Anexo IV-2.3 Cálculo de columnas

En primer lugar, para una carga centrada de 32,66kN, se han calculado las columnas de PA, asumiendo su comportamiento como columna corta. Para su diseño se procedió de la siguiente manera:

$$P_u = 32,66 \text{ kN} < \Phi \cdot P_n(\text{max})$$

Siendo, de acuerdo a CIRSOC 201-2005, art 10.3.6.2:

$$P_n(\text{max}) = 0,8 \cdot P_n$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$\Phi = 0,65$, para columnas simples

Tabla IV.2.3.1. Resultado del cálculo y adopción de armaduras en columnas PA. (Fuente: elaboración propia.)

Col.	A _s min [cm²] (1%)	b [cm]	d [cm]	A _g [cm²]	Ø [mm]	A _s [cm²]	Cantidad	A _s total [cm²]	P _d [tn]	P _d [kN]	P _d [tn] (sin A _s)	P _d [kN] (sin A _s)
C24-C46	4	20	20	400	12	1.130973355	4	4.523893421	53.580	525.623	40.339	395.721

Luego, por disposición de CIRSOC 201-2005, art. 7.10.5.2, se adoptan estribos de 6mm de diámetro cada 20cm.

Por otra parte, para el caso de las columnas de PB, se propone dimensionar la columna más cargada, siendo esta una columna interna.

Los datos de la misma son los siguientes:

$$f'_c = 25 \text{ MPa}; P_u = 1281,41 \text{ kN}; l_{\text{calc}} = 3,4 \text{ m}; C_x = C_y = 30 \text{ cm}$$

Primeramente, se debe verificar la esbeltez de la columna. Para ello:

$$\Psi_a = \frac{\Sigma E \cdot I_c / l_c}{\Sigma E \cdot I_v / l_v}$$

Siendo: I_c : inercia de la columna en el tramo superior en el eje considerado

L_c : luz de cálculo de la columna

I_v : inercia de la vigas en el extremo superior

L_v : longitud de las vigas en el tramo superior

$$\Psi_b = \frac{\sum E \cdot I_c / l_c}{\sum E \cdot I_v / l_v}$$

Siendo: I_c : inercia de la columna en el tramo inferior en el eje considerado

L_c : luz de cálculo de la columna

I_v : inercia de la vigas en el extremo inferior

L_v : longitud de las vigas en el tramo inferior

En este caso, por ser una columna de PB, $\Psi_b = \infty$

Con ambos valores calculados, se ingresa al siguiente nomograma para obtener el valor de k .

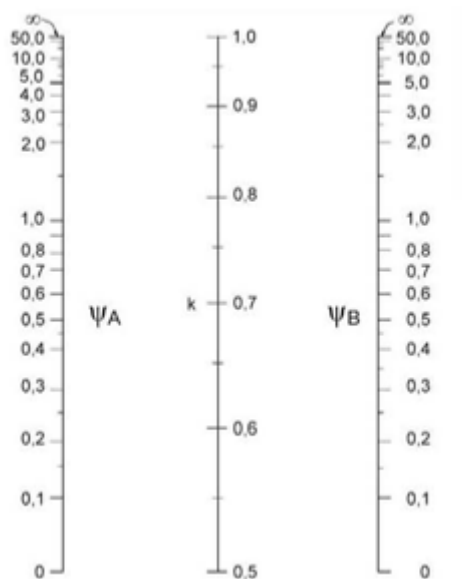


Figura IV-2.3.1 Nomograma para obtención de k (fuente: AISC, 1999)

Con dicho valor, se calcula:

$$\lambda = (k l_u) / r; \quad r = \sqrt{I/A} = \sqrt{(b h^3 / 12) / (b h)} = h / \sqrt{12}$$

$$\lambda = 3,47 (k l_u) / d$$

Si $\lambda < 100$, se puede seguir el método aproximado.

$$\lambda_{\text{lim}} = 34 - 12 M_1 / M_2; \quad M_1 = M_2 = 0 \Rightarrow \text{indeterminado}$$

Se adopta curvatura simple, con $M_1 / M_2 = 0,5 \Rightarrow \lambda_{\text{lim}} = 28$

Si $\lambda > \lambda_{lim} \Rightarrow M_{2min} = P_u(15 + 0,03 \cdot h)$

Para amplificar la sollicitación de la columna

$$EI = (0,4 E_c I_g) / (1 + \beta_d)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

I_g = inercia de la columna

β_d = (Carga que actúa durante la mayor parte de la Vida Útil) / (Carga Máxima). Se adopta 0,75.

$$P_c = (\pi^2 E_c I_g) / (k l_u)^2$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 M_1 / M_2$$

$$\delta = C_m / (1 - P_u / (0,75 P_c))$$

$$M_c = \delta M_2$$

Se obtuvieron los siguientes resultados para la columna estudiada:

Tabla IV.2.3.2. Esbeltez y amplificación de momento en columnas PB. (Fuente: elaboración propia.)

P_u [kN]		I_c [cm ⁴]	I_v [cm ⁴]	ψ_a	ψ_b	k	r [cm]	λ	λ_{lim}	M_{2min}	E_c [MPa]
	1281.41	47250	47250	597333.3333	0.03929227941	∞	0.7	8.660254038	27.48187281	28	30753.81474
											23500
I_g [m ⁴]		EI		P_c [MN]		C_m		δ		M_c [kNmm]	
0.000675	0.75	3.625714286	6.317415026		0.8				1.096566464	33723.6019	

Se observa que para esta columna se debe diseñar como esbelta. Su verificación se realiza mediante el uso de diagramas de interacción, proponiendo los siguientes valores:

Tabla IV.2.3.2. Armadura propuesta y características de la sección. (Fuente: elaboración propia.)

Iteración final			
$\varnothing$ [mm]	A_s [cm ²]	Cantidad	A_s total [cm ²]
16.000	2.011	4	8.0425
12.000	1.131	2	2.2619
A_g	900,00	cm ²	área bruta de concreto
A_{st}	14,32	cm ²	área total de refuerzo
Y_o	15,00	cm	centroide plástico
P_n	248,35	tonf	carga concéntrica nominal
ϕP_n	161,43	tonf	carga concéntrica nominal reducida
$0.80\phi P_n$	129,14	tonf	carga axial máxima

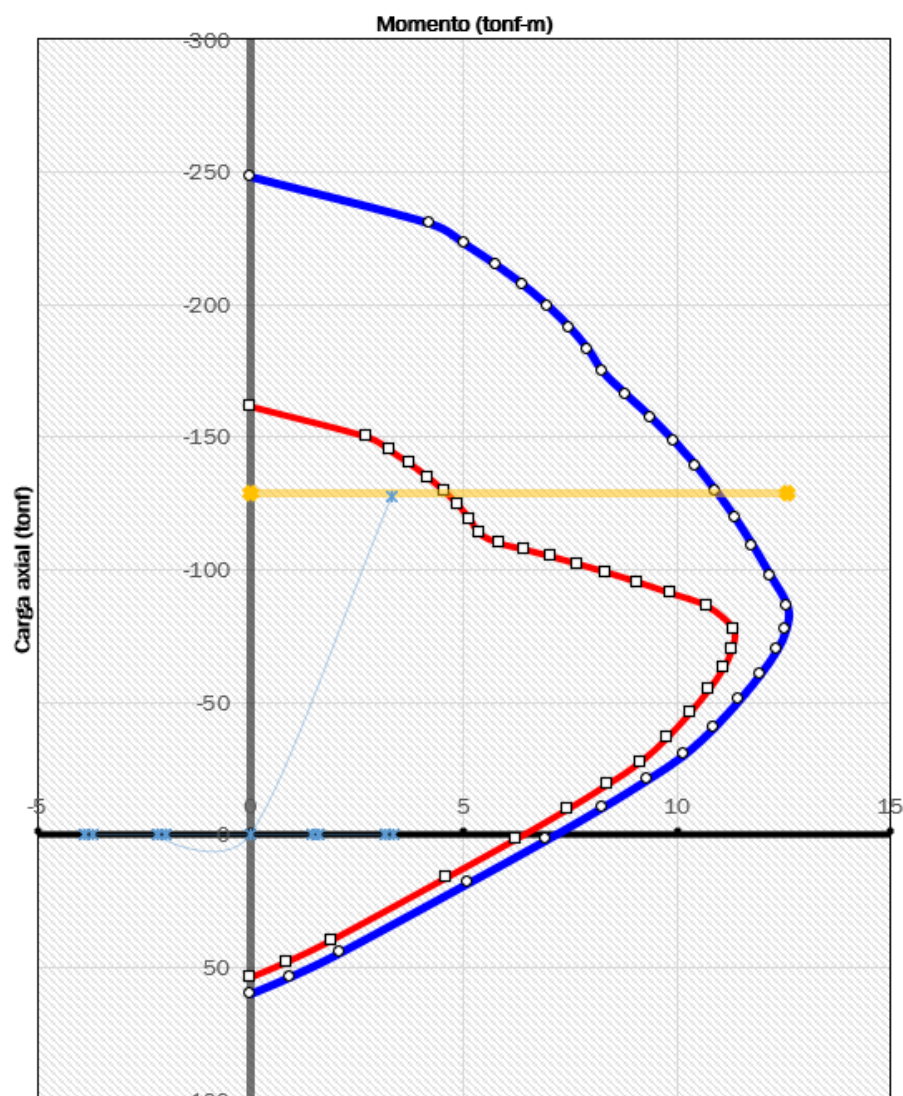


Figura IV-2.3.2 Diagrama de interacción (fuente: elaboración propia)

Se puede observar como las solicitaciones a las que se encuentra sometida la estructura se encontrarán por debajo tanto de la resistencia última a compresión, como de la resistencia a ambos esfuerzos trabajando en conjunto.

Anexo IV-2.4 Cálculo de bases

Para diseñar las bases, se debe trabajar con los esfuerzos nominales, sin mayorar; los cuales han sido indicados en las tablas del capítulo 7.2.

Las adopciones en este apartado han sido realizadas siguiendo el procedimiento ya indicado en IV-1.6.2.

Se obtuvieron las siguientes dimensiones:

$$P_u = 978,07 \text{ kN}$$

$$l_x = l_y = 300 \text{ cm}$$

$$b_x = b_y = 35 \text{ cm}$$

$$q_u = 108,67 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ux} = q_u \cdot L_x \cdot l_x^2 / 2 = 297,08 \text{ KNm}$$

$$M_{uy} = q_u \cdot L_y \cdot l_y^2 / 2 = 297,08 \text{ KNm}$$

$$M_{nx} = M_{ux} / 0,9 = 330,1 \text{ KNm}$$

$$M_{ny} = M_{uy} / 0,9 = 330,1 \text{ KNm}$$

- Predimensionamiento de la altura

$$d_x = (6,5 \cdot M_{nx} / (b_y \cdot f'_c \cdot (1000 \text{ KN/MN})))^{0,5} = 0,428 \text{ m}$$

$$d_y = (6,5 \cdot M_{ny} / (b_x \cdot f'_c \cdot (1000 \text{ KN/MN})))^{0,5} = 0,428 \text{ m}$$

Se adoptan los siguientes valores de "d"

Para punzonamiento: $d = 0,4 \text{ m}$

Para corte: $d_x = 0,45 \text{ m}$ $d_y = 0,35 \text{ m}$

- Verificación de la altura por punzonamiento

$$b_o = 2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d = 3 \text{ m}$$

$$A_o = (c_x + c_y) \cdot (c_y + d) = 0,5625 \text{ m}^2$$

$$\text{Como } \beta < 2 \rightarrow F_1 = 4$$

$$F_2 = (\alpha_s \cdot d / b_o + 2) = 8 \rightarrow F = \text{mínimo } (F_1 ; F_2) = 4$$

Se debe verificar que:

$$P_u - q_u \cdot A_o \leq 0,75 \cdot Y \cdot F \cdot b_o \cdot d \cdot f'_c^{0,5} \cdot (1000 \text{ KN/MN}) / 12$$

$$P_u - q_u \cdot A_o = 916,94 \text{ KN}$$

$$0,75 \cdot Y \cdot F \cdot b_o \cdot d \cdot f'_c^{0,5} \cdot (1000 \text{ KN/MN}) / 12 = 1848,56 \text{ KN}$$

Por lo tanto verifica al punzonamiento

- Verificación de la altura por corte

se debe verificar que:

$$V_{ux} \leq 0,75 * b_{wy} * d_x * f'_c ^{0,5} * (1000 \text{ KN/MN}) / 6$$

$$V_{uy} \leq 0,75 * b_{wx} * d_y * f'_c ^{0,5} * (1000 \text{ KN/MN}) / 6$$

$$V_{ux} = q_u * L_y * (k_x - d_x) = 293,42 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = q_u * L_x * (k_y - d_y) = 293,42 \text{ KN}$$

$$0,75 * b_{wy} * d_x * f'_c ^{0,5} * (1000 \text{ KN/MN}) / 6 = 414 \text{ KN}$$

$$0,75 * b_{wx} * d_y * f'_c ^{0,5} * (1000 \text{ KN/MN}) / 6 = 414 \text{ KN}$$

Por lo tanto verifica al corte en ambas direcciones.

- Cálculo de las armaduras de flexión

Suponiendo que $d_b = 10 \text{ mm}$, se adopta una altura total:

$$h = d_{max} + d_b / 2 + c_c = 0,505 \text{ m}$$

Se adopta $h = 0,55 \text{ m}$

$$d_x = 0,495 \text{ m} ; d_y = 0,485 \text{ m}$$

$$m_{nx} = (0,001 \text{ MN/KN}) * M_{nx} / (b_y * d_x^2 * f'_c) = 0,128$$

$$m_{ny} = (0,001 \text{ KN/MN}) * M_{ny} / (b_x * d_y^2 * f'_c) = 0,133$$

$$m_{nx} = 0,128 \rightarrow k_z = 0,0,9205 \quad k_c = 0,0,188 \quad e_s = 12,98 \text{ O/00} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$z_x = k_z * d_x = 0,45 \text{ m}$$

$$A_{sx} = M_{nx} / (z_x * f_y) * 0,001 \text{ MN/KN} = 17,24 \text{ cm}^2$$

$$m_{ny} = 0,133 \rightarrow k_z = 0,917 \quad k_c = 0,196 \quad e_s = 12,28 \text{ O/00} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$z_x = k_z * d_x = 0,32 \text{ m}$$

$$A_{sy} = M_{ny} / (z_y * f_y) * 0,001 \text{ MN/KN} = 24,48 \text{ cm}^2$$

Verificar

$$A_{sx \text{ min}} = 2,8 \text{ MPa} * b * d * (10^4 \text{ cm}^2/\text{m}^2) / f_y = 11,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy \text{ min}} = 2,8 \text{ MPa} * b * d * (10^4 \text{ cm}^2/\text{m}^2) / f_y = 11,31 \text{ cm}^2$$

- Adopción y distribución de la armadura de flexión

Por tratarse de una base cuadrada se adopta armadura uniformemente distribuida en ambas direcciones.

$$A_{sx} = 17,24 \text{ cm}^2 \quad d_b = 12 \text{ mm} \quad A_{s \text{ db}} = 1,131 \text{ cm}^2 \quad n = A_{sx} / A_{s \text{ db}} = 16 \text{ barras}$$

$$\text{Separación entre barras} = ((L_x - d_b) / n) = 0,1 \text{ cm}$$

$$A_{sy} = 24,48 \text{ cm}^2 \quad d_b = 12 \text{ mm} \quad A_{s \text{ db}} = 1,131 \text{ cm}^2 \quad n = A_{sy} / A_{s \text{ db}} = 22$$

$$\text{Separación entre barras} = ((L_y - d_b) / n) = 0,1 \text{ cm}$$

La separación entre armaduras debe ser menor que

3. 2,5 veces el espesor total de la base = 1,375 m
4. 25 veces el diámetro menor de la armadura = 0,3 m

Se adopta separación entre barras = 0,1 cm

- Talón de la base

El talón de la base debe tener una altura mayor o igual que:

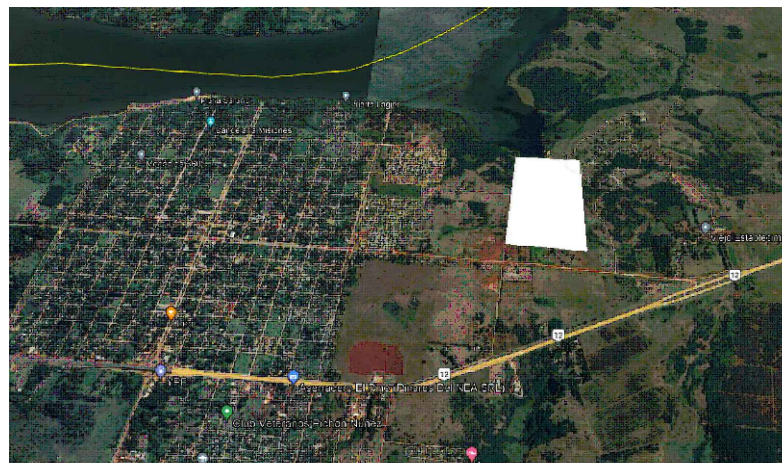
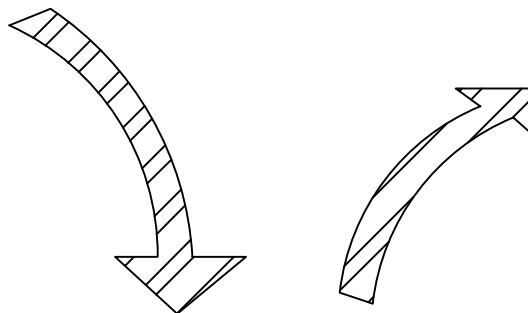
$h - k_{\min} = -0,75 \text{ m}$ (menor que 0)

$cc + dbx + dby + 0,15 \text{ m} = 0,224 \text{ m}$

Se adopta un talón de 0,25m

Anexo V. Planos

1. Ubicación general del área de estudio
2. Ubicación de las alternativas planteadas
3. Planimetría general del parque acuático
4. Planimetría de la planta de tratamiento
5. Planimetría del circuito hidráulico
6. Altimetría del circuito hidráulico
7. Arquitectura - Restaurante
8. Arquitectura - Enfermería
9. Arquitectura - Baño
10. Arquitectura - Patio de comidas
11. Arquitectura - Administración PB
12. Arquitectura - Administración PA
13. Estructura - Administración PB
14. Estructura - Administración PA
15. Detalle - Viga tipo de HA
16. Acceso - Sección transversal



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Ubicación general del área de estudio

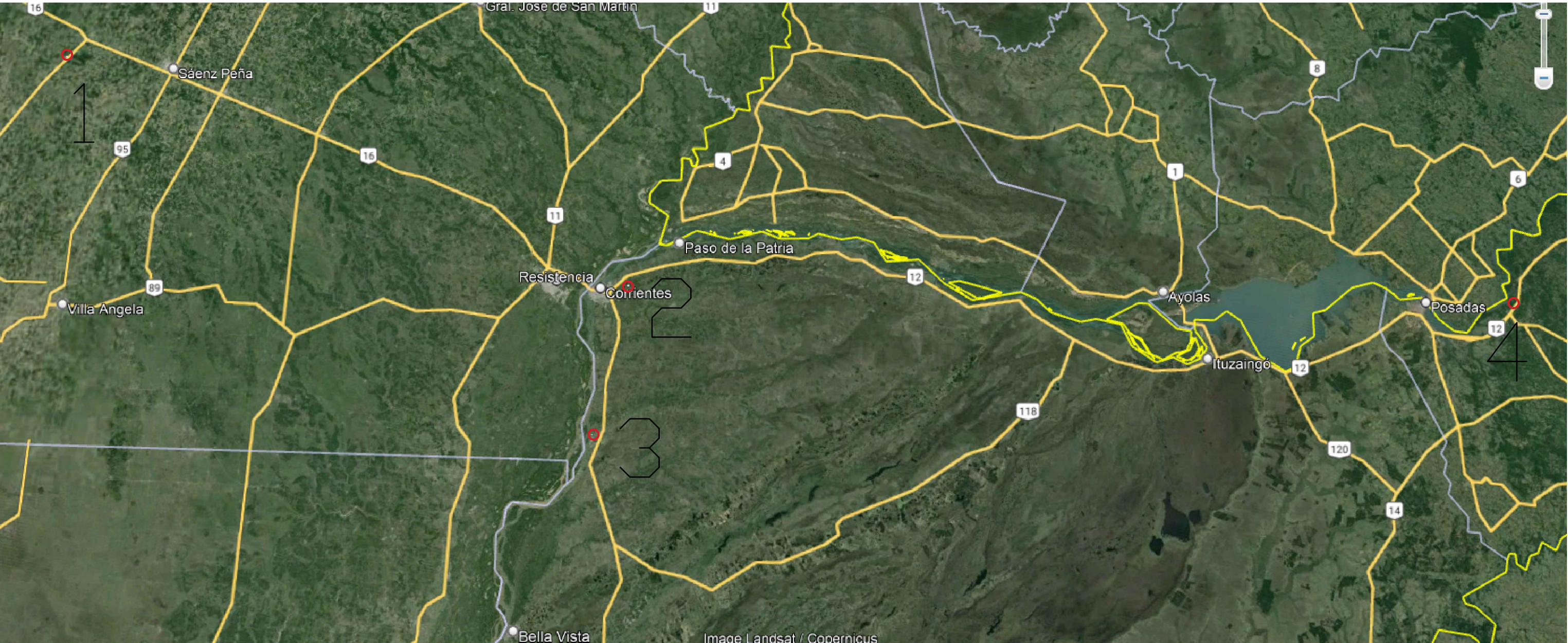
Gerometta, Bruno
Kupervaser, Marcos
Nicolás
López, Diego Gabriel

L.U. 20715
L.U. 20376
L.U. 20407

Plano N°1

Escala varias

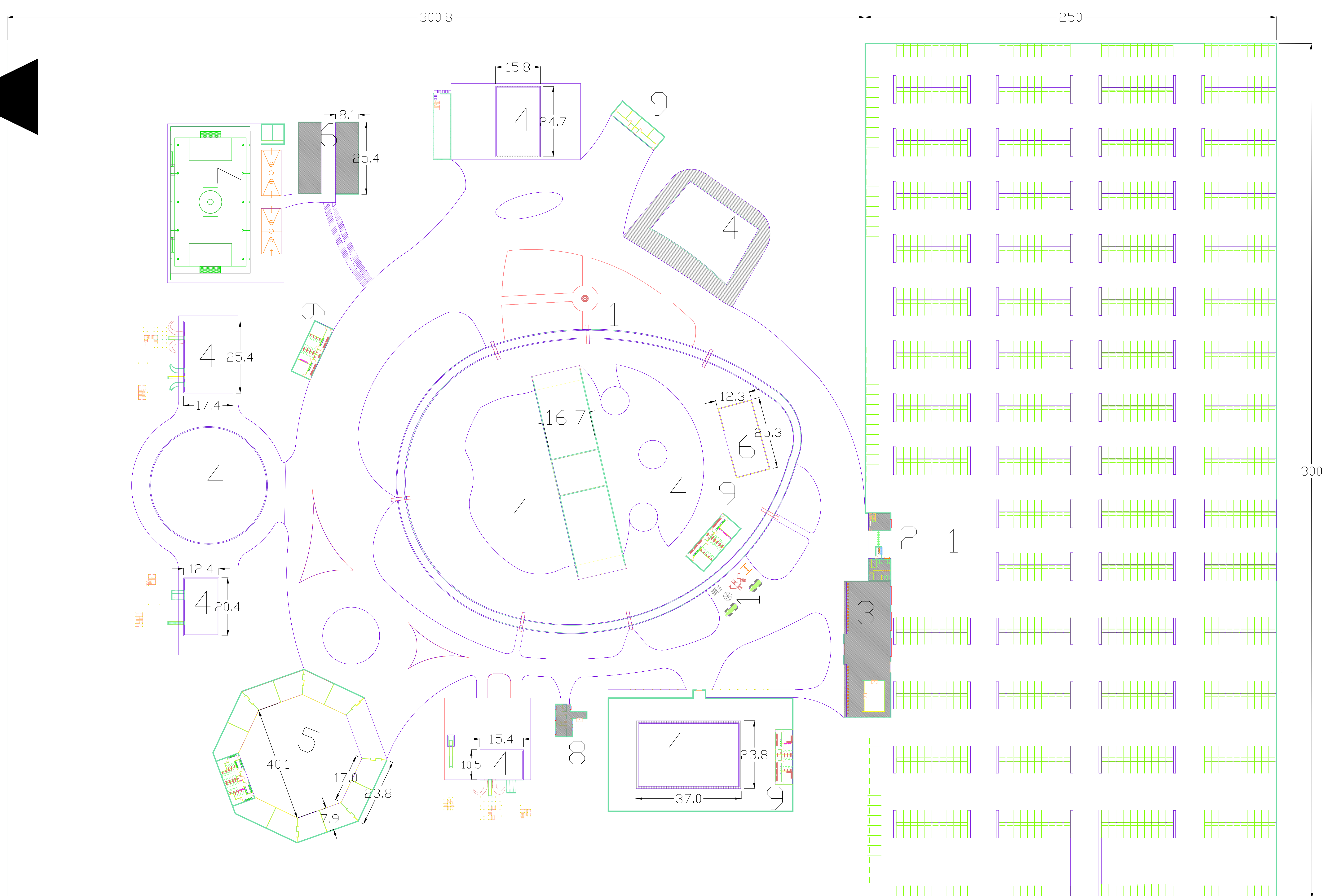
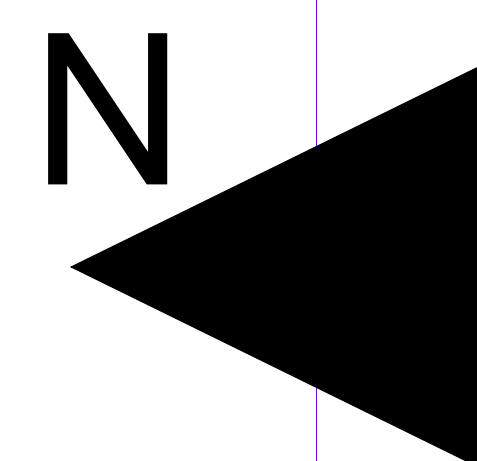
Año 2024



Referencias

- 1 Charata, Chaco
- 2 Laguna Brava y Santa Ana, Corrientes
- 3 Empedrado, Corrientes
- 4 Candelaria, Misiones

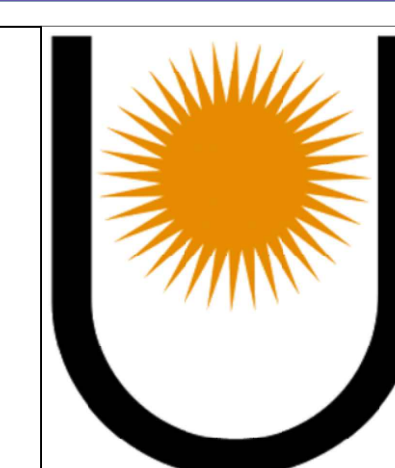
		UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA	
		TRABAJO FINAL	
Ubicación de las alternativas planteadas			
Gerometta, Bruno Kupervaser, Marcos Nicolás López, Diego Gabriel	L.U.	20715 20376 20407	Plano N°2
			Escala varias
			Año 2024



Referencias

- 1 Estacionamiento
- 2 Administración
- 3 Restaurante
- 4 Piscinas
- 5 Patio de comidas
- 6 Quinchos

- 7 Campos deportivos
- 8 Enfermería
- 9 Baños



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Plano: Planimetría general del Parque Acuático

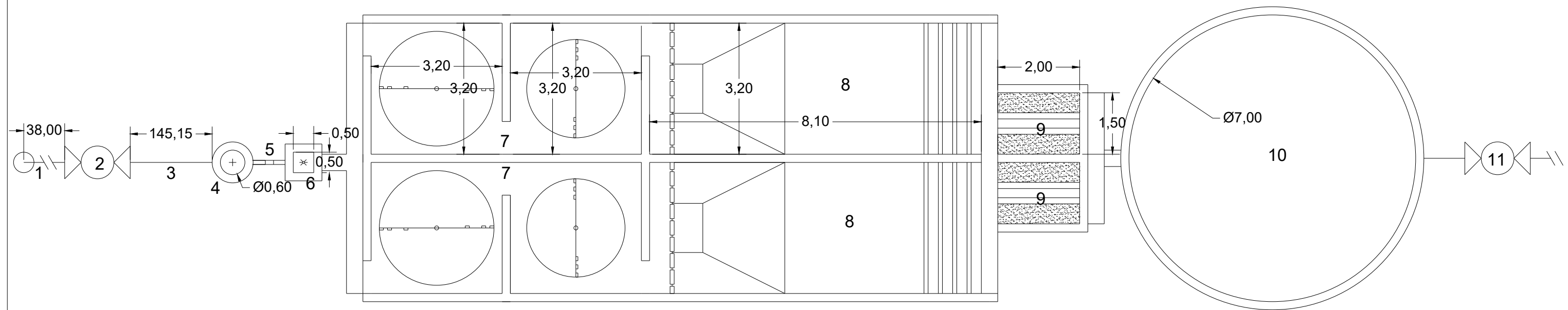
Gerometta, Bruno
Kupervaser, Marcos
Nicolás
López, Diego Gabriel

L.U. 20715
L.U. 20376
L.U. 20407

Plano N°3

Escala 1:500

Año 2024



Referencias

- 1 Cañería de aspiración

2 Bomba de toma

3 Cañería de impulsión

4 Cámara de carga

5 Medidor
- 6 Dispensor

7 Floculadores

8 Decantadores

9 Filtros

10 Cisterna de almacenamiento

11 Bomba de impulsión



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Planimetría de la planta de tratamiento

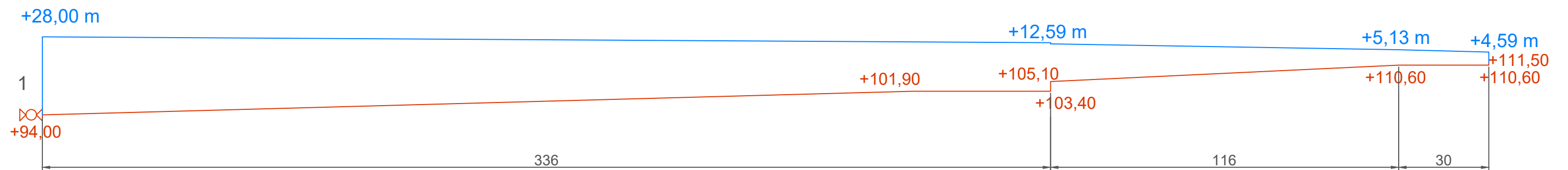
Gerometta, Bruno
Kupervaser, Marcos Nicolás
López, Diego Gabriel

L.U. 20715
L.U. 20376
L.U. 20407

Plano N°4

Escala 1:100

Año 2024



REFERENCIAS

- Cañería de impulsión
— Línea de cargas totales
1 Bomba de impulsión



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Altimetría del circuito hidraulico

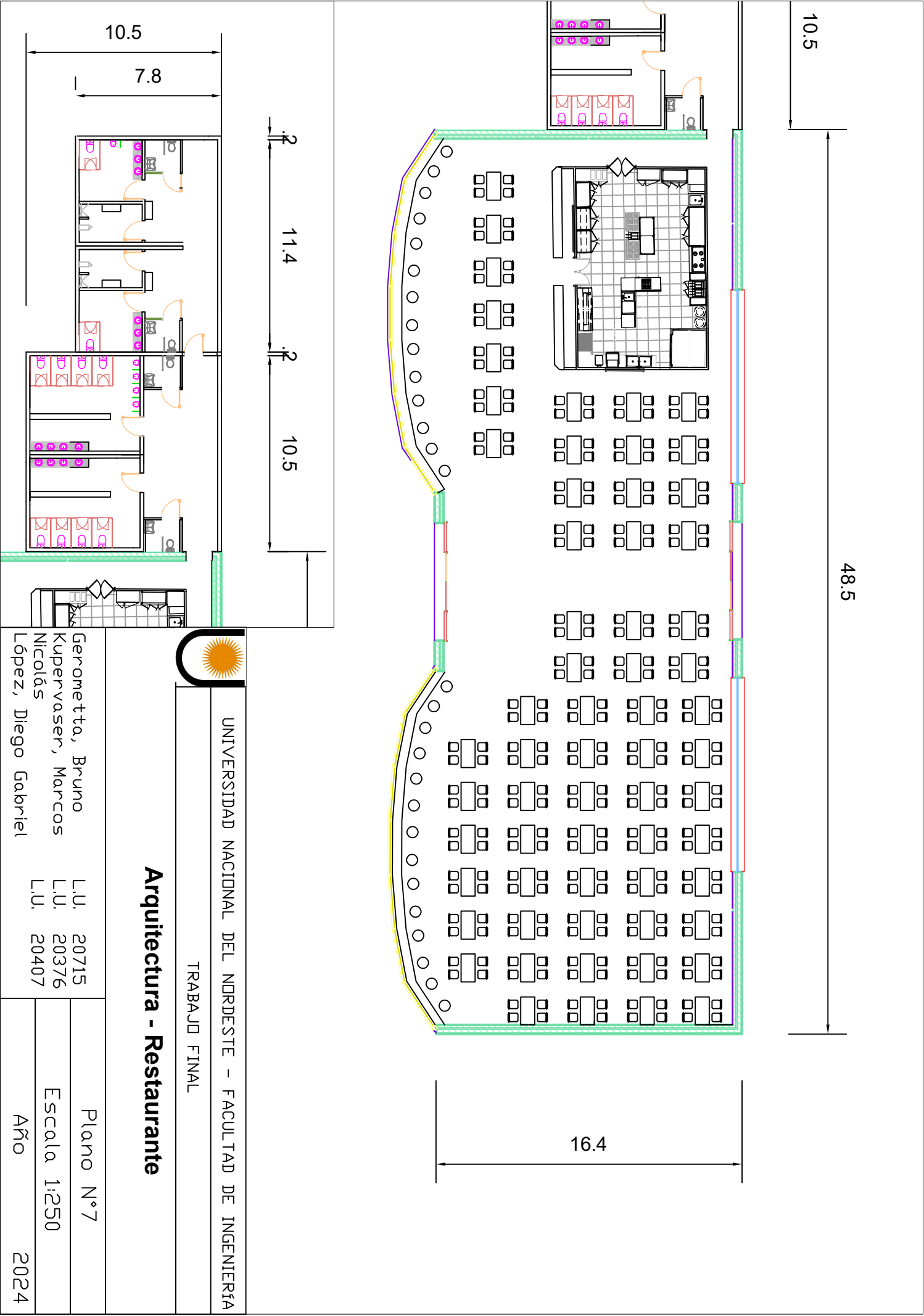
Gerometta, Bruno
Kupervaser, Marcos Nicolás
López, Diego Gabriel

L.U. 20715
L.U. 20376
L.U. 20407

Plano N°6

Escala 1:100

Año 2024



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Arquitectura - Restaurante

Gerometta, Bruno
Kupervaser, Marcos
Nicolás
López, Diego Gabriel

L.U. 20715
L.U. 20376
L.U. 20407

Plano N°7

Escala 1:250

Año 2024



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Arquitectura - Enfermería

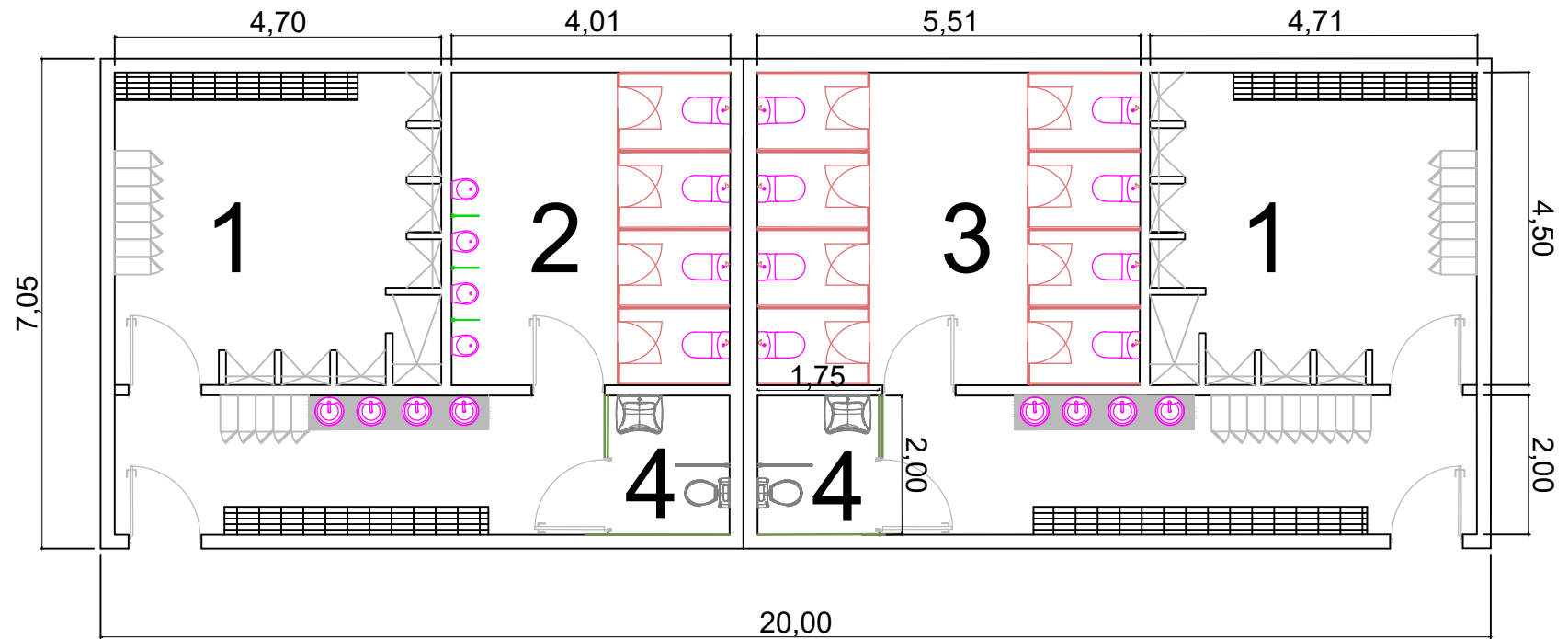
Gerometta, Bruno
Kupervaser, Marcos Nicolás
López, Diego Gabriel

L.U. 20715
L.U. 20376
L.U. 20407

Plano N°8

Escala 1:100

Año 2024



Referencias

1 Vestuarios

2 Baño masculino

3 Baño femenino

Baño discapacitados



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Arquitectura - Baños

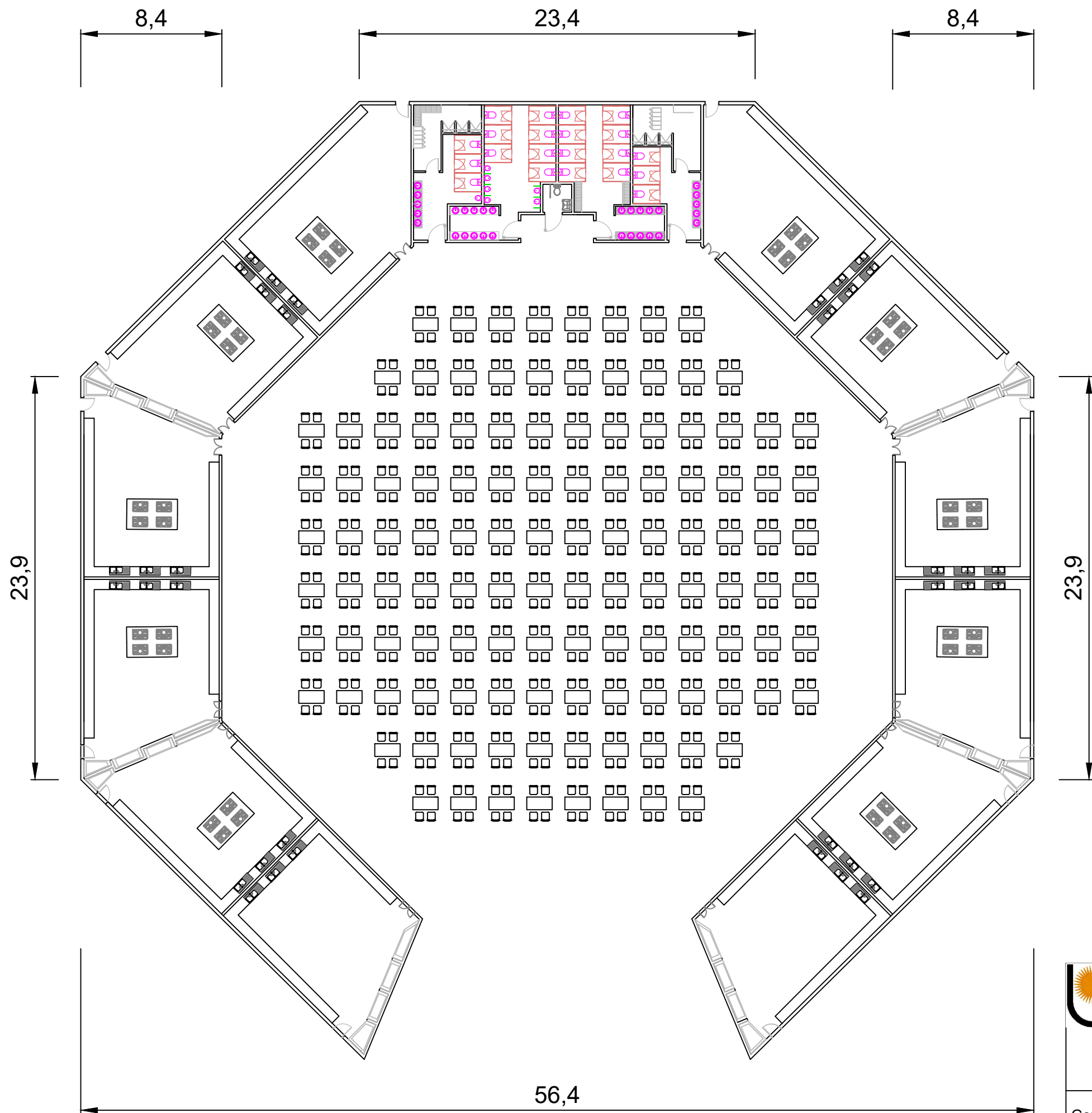
Gerometta, Bruno
Kupervaser, Marcos Nicolás
López, Diego Gabriel

L.U. 20715
L.U. 20376
L.U. 20407

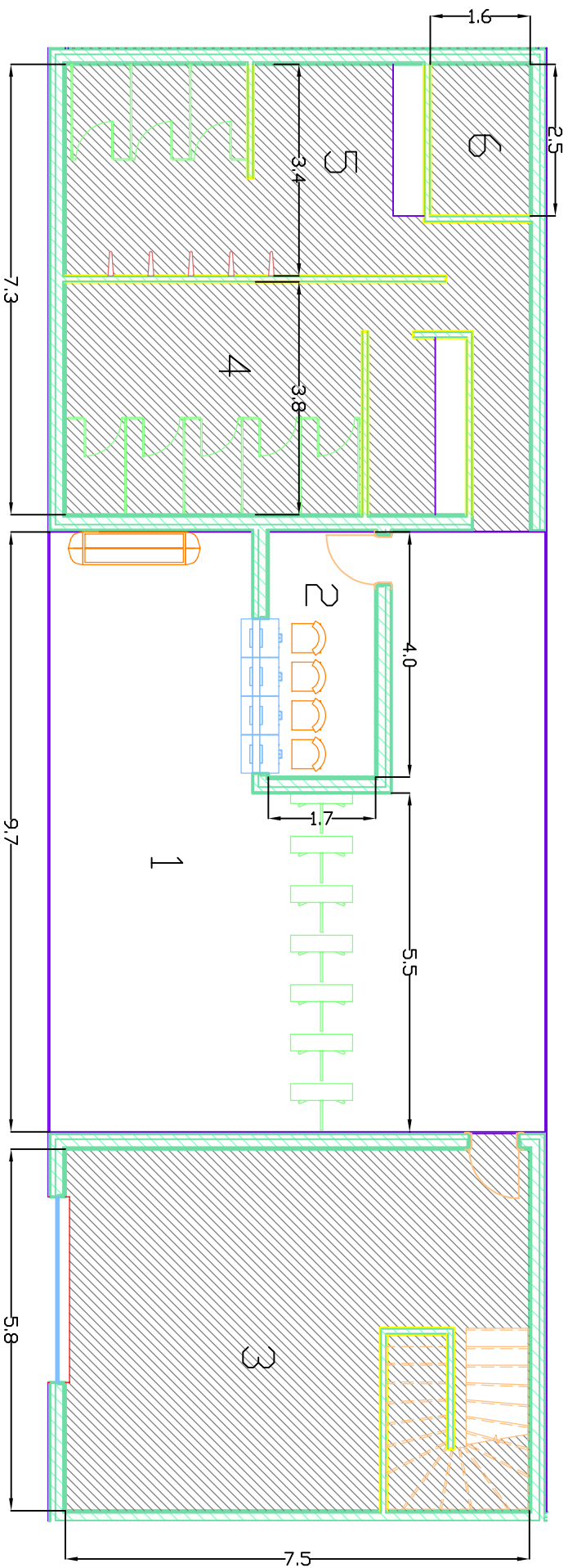
Plano N°9

Escala 1:100

Año 2024



	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA	
	TRABAJO FINAL	
	Arquitectura - Patio de comidas	
Gerometta, Bruno Kupervaser, Marcos Nicolás López, Diego Gabriel	L.U. 20715 L.U. 20376 L.U. 20407	Plano N°10
		Escala 1:250
		Año 2024



Referencias

- 1 Recepción
- 2 Boletería
- 3 Cuarto de control
- 4 Sanitario femenino
- 5 Sanitario masculino
- 6 Sanitario discapacitados



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Estructura - Administración PB

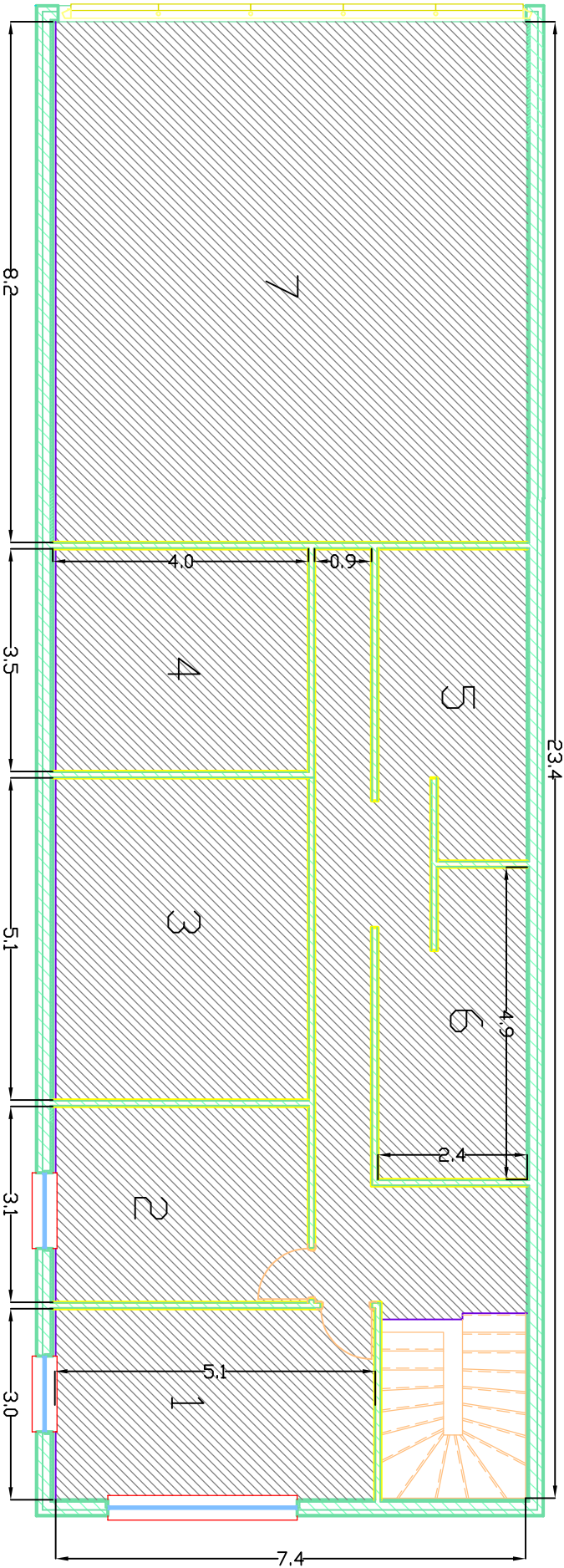
Gerometta, Bruno
Kupervaser, Marcos
Nicolás
López, Diego Gabriel

L.U. 20715
L.U. 20376
L.U. 20407

Plano N°11

Escala 1:100

Año 2024



Referencias

- 1 Gerencia
- 2 Contaduría
- 3 Archivo
- 4 Cocina
- 5 Sanitario masculino
- 6 Sanitario femenino
- 7 Cafetería



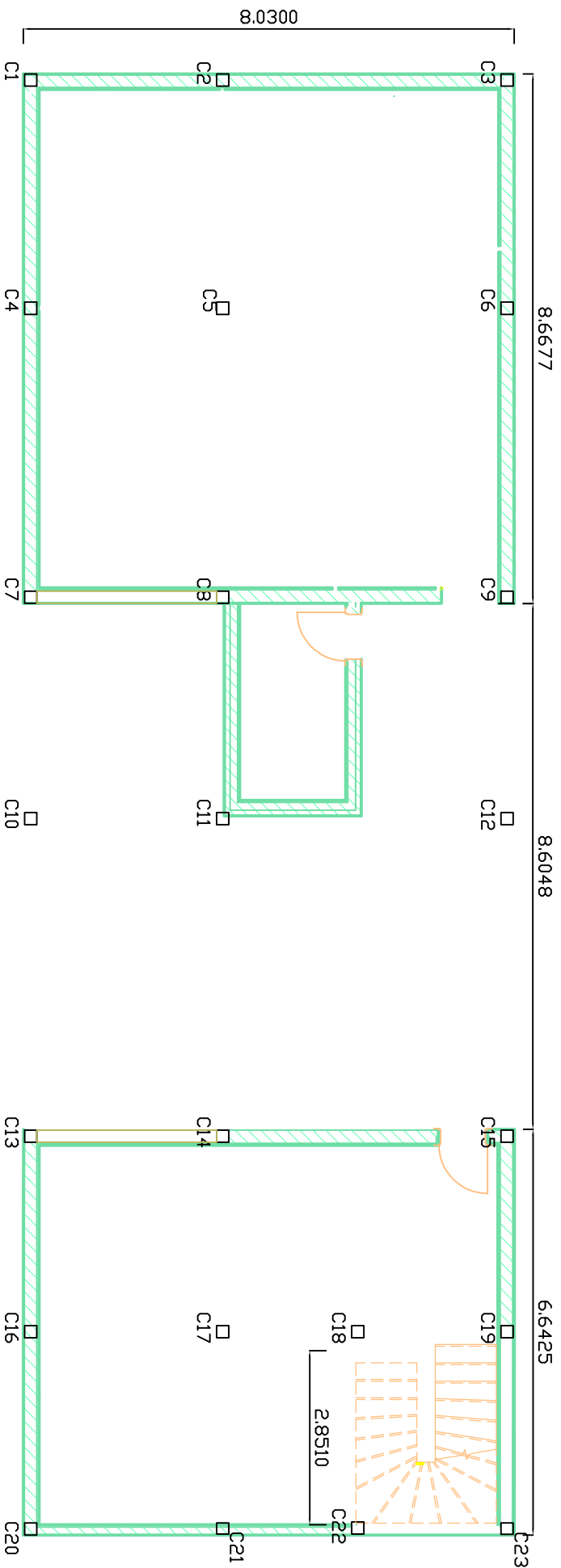
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Arquitectura - Administración PA

Gerometta, Bruno	L.U.	20715
Kupervaser, Marcos	L.U.	20376
Nicolás	L.U.	20407
López, Diego Gabriel		

Plano N°12
Escala 1:100
Año 2024

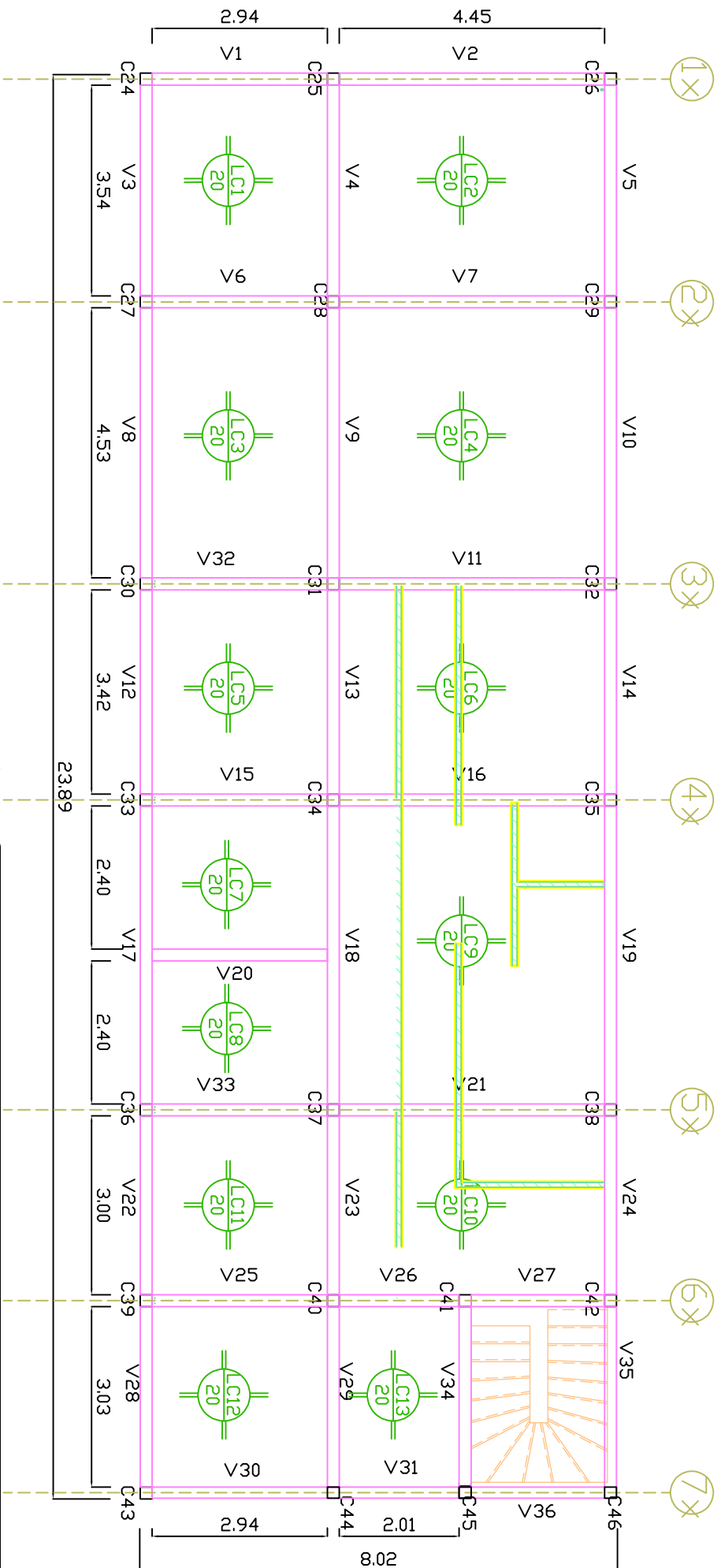


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Estructura - Administración PB

Gerometta, Bruno	L.U.	20715	Plano N°13
Kupervaser, Marcos	L.U.	20376	
Nicolás	L.U.	20407	
López, Diego Gabriel			

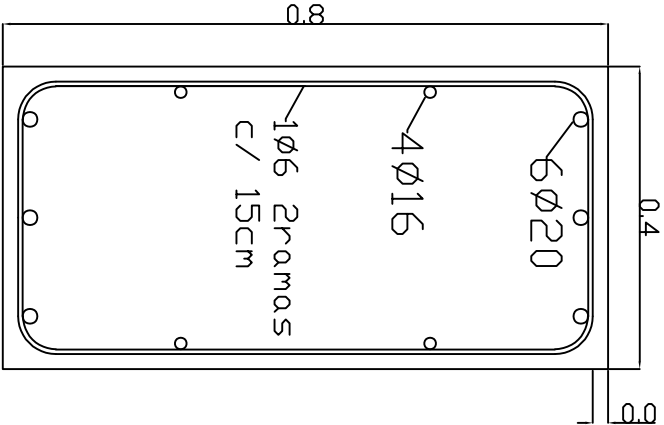
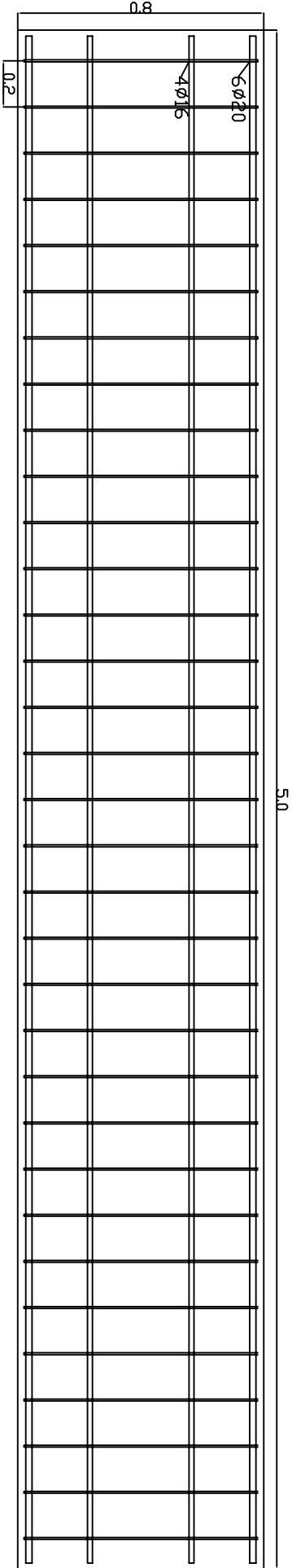


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Estructura - Administración PA

Gerometta, Bruno		L.U.	20715	Plano N°14	
Kupervaser, Marcos		L.U.	20376	Escala 1:100	
Nicolás		L.U.	20407	Año 2024	
López, Diego Gabriel					



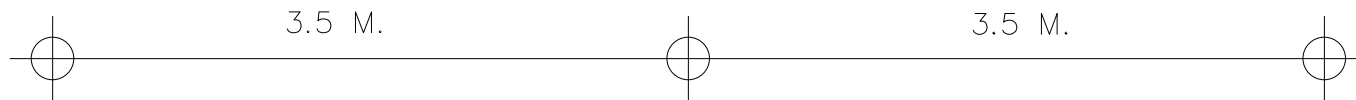
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Detalle - Viga tipo

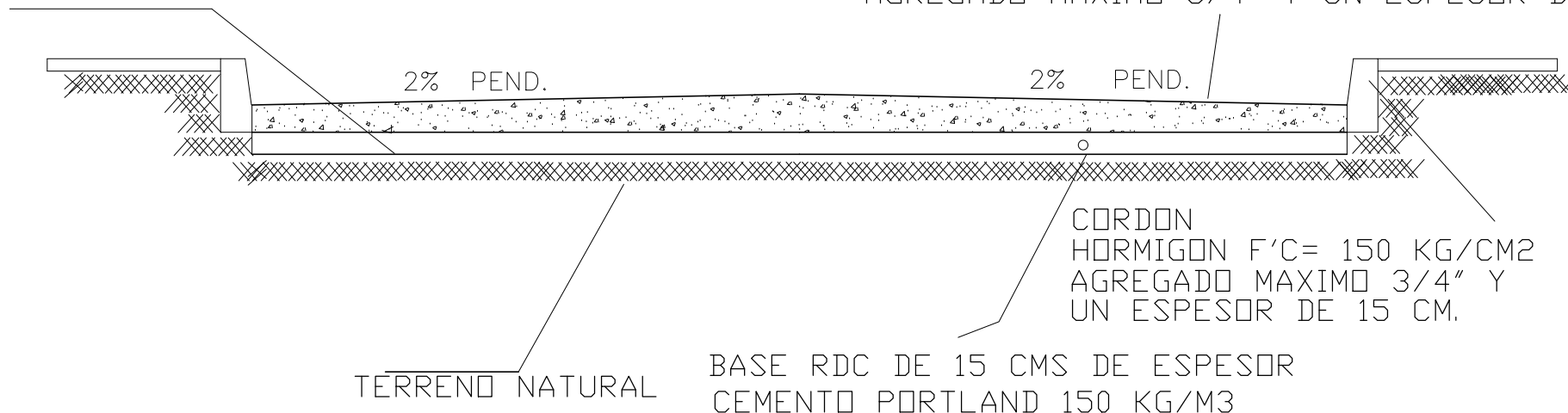
Gerometta, Bruno	L.U.	20715	Plano N°15
Kupervaser, Marcos	L.U.	20376	Escala varias
Nicolás	L.U.	20407	Año 2024
López, Diego Gabriel			

SECCION TIPO



SUBRASANTE ESTABILIZADO CON CAL
SUELO A-6 CON 2% CAL CON
RESPECTO A PESO SUELO SECO

PAVIMENTO RIGIDO H° F'C= 300 KG/CM²
PASADORES EN JUNTA TRANSVERSAL DIAMETRO=25MM
AGREGADO MAXIMO 3/4" Y UN ESPESOR DE 15 CM.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Sección transversal del acceso

Gerometta, Bruno L.U. 20715
Kupervaser, Marcos Nicolás L.U. 20376
López, Diego Gabriel L.U. 20407

Plano N°16

Escala 1:50

Año 2024